防洪
技术培训丛书
FANGHONG JISHU
PEIXUN CONGSHU

1001951

洪水预报与调度

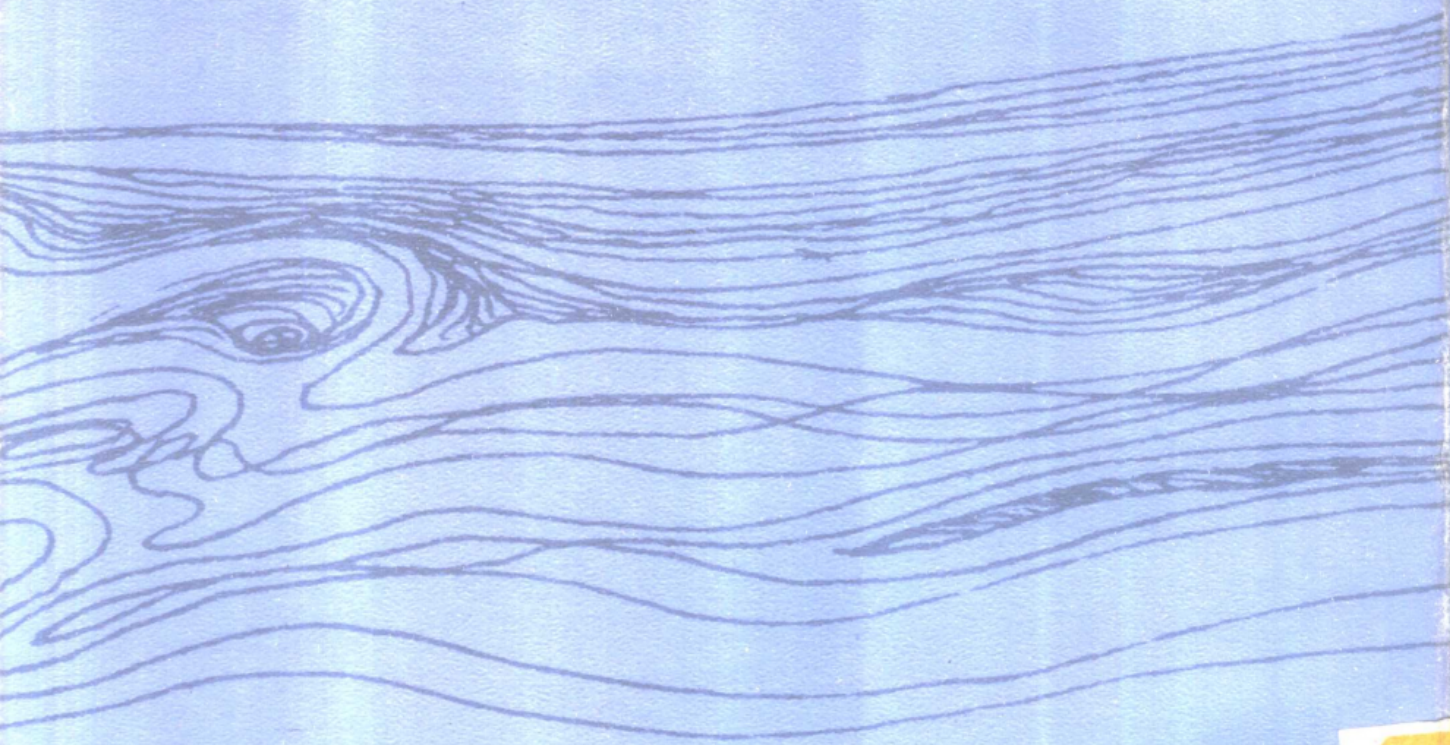
雒文生　宋星原

HONGSHUI YUBAO YU DIAODU

湖北科学技术出版社

防洪技术培训丛书

洪水水力学
洪水预报与调度
水文气象与遥感
河道治理与防洪工程
堤防建设抢险技术
排涝工程
洪灾风险分析



P3
20

ISBN 7-5352-2316-8
9 787535 223166 >

ISBN 7-5352-2316-8
TV·30 定价:20.00元

防洪技术培训丛书
FANGHONG JISHU
PEIXUN CONGSHU

洪水预报与调度

HONGSHUI YUBAO YU DIAODU

雒文生　宋星原

湖北科学技术出版社

图书在版编目(CIP)数据

洪水预报与调度/雒文生,宋星原编著 .—武汉:湖北科学技术出版社,2000.5
(防洪技术培训丛书)
ISBN 7-5352-2316-8

Ⅰ.洪… Ⅱ.①雒… ②宋… Ⅲ.①洪水-水文预报 ②防洪-调度 Ⅳ.TV87

中国版本图书馆 CIP 数据核字(99)第 35137 号

防洪技术培训丛书
洪水预报与调度

© 雒文生 宋星原 编著

责任编辑:李海宁 封面设计:秦滋宜

出版发行:湖北科学技术出版社 电话:86782508
地 址:武汉市武昌黄鹂路 75 号 邮编: 430077

印 刷:武汉第二印刷厂 邮编: 430100
督 印:李 平 刘春尧

787mm×1092mm 16 开 10.25 印张 1 插页 248 千字
2000 年 5 月第 1 版 2000 年 5 月第 1 次印刷

印数:1—3 000
ISBN 7-5352-2316-8/TV·30 定价:20.00 元

本书如有印装质量问题 可找承印厂更换

内容提要

洪水预报与调度，主要根据洪水形成的确定性规律和统计性规律进行洪水预报和预测，并以此为依据，制定合理的洪水调度方案，为防洪抢险及时作出正确决策，尽可能地避免和减少洪水灾害。全书共七章，主要论述洪水形成的基本概念、流域洪水预报、河段洪水预报、洪水实时预报、洪水预测、水库防洪调度和江河防洪系统联合调度。

本书可供防洪技术人员和水文水资源专业、水利水电工程专业等人员学习和参考，以及供高等院校相关专业的大学生选修。

《防洪技术培训丛书》编辑委员会

主　任　李代鑫

副主任　万汉华　赵守富　谈广鸣

委　员　（按姓氏笔画为序）

王　灿　王国兵　文　剑　甘明辉　丘传忻
朱太顺　刘玉忠　齐鄂荣　纪昌明　李　明
宋星原　邹履泰　林进胜　郑邦民　董汉生
段文忠　赵英林　郭宗楼　梅亚东　雷声隆
雒文生　槐文信　魏文秋

序

我国地处欧亚大陆东南部，地势西高、东低。大部分地区位于世界上著名的季风气候区，夏季风是我国降水主要水汽来源。夏秋多暴雨，雨季在年内高度集中，降水的时空变化很大，易形成大范围洪涝灾害。我国幅员辽阔，江河众多。全国1/2的人口，1/3的耕地，70%的工农业总产值集中在七大江河中下游地区，这一地区恰恰是受洪水威胁最严重的地区，历史上洪涝灾害频繁。进入20世纪90年代以来，我国夏季呈现丰水期特征，洪水频次高，灾害损失严重。1991年淮河、太湖发生大洪水；1994年珠江发生了特大洪水；1995年第二松花江和辽河发生了特大洪水；1996年长江中游、海河南系大水，都造成了严重的经济损失。1998年长江发生建国以来第二位全流域性大洪水，嫩江、松花江发生历史最大洪水，西江、闽江发生百年一遇大洪水，在党中央、国务院的坚强领导下，广大军民奋力抗洪抢险，夺取了抗洪斗争的最后胜利。

随着我国经济的发展，人口的不断增长，对防洪的要求越来越高，我们面临的防洪任务更加艰巨。在加强防洪工程建设的同时，我们必须加强洪水成因和发生规律的研究，对洪涝灾害趋势进行分析预测，加强洪水的监测和预报，优化防洪调度，建立灾害评估系统，提高防洪决策水平，由于我国防洪战线长，洪水突发性强，风险大，防洪工作时效性强，技术要求高，因此，急需实现防洪工作科学化、正规化、规范化，加强防洪减灾科学技术的普及、推广工作，提高广大基层水利技术干部的查险、抢险技术水平。《防洪技术培训丛书》正是适应这一形势需要而编写的。

本套丛书包括《洪水水力学》、《洪水预报与调度》、《水文气象与遥感》、《河道治理与防洪工程》、《堤防建设抢险技术》、《排涝工程》和《洪灾风险分析》等7本书，总计200余万字。编写本丛书的武汉水利电力大学，1991年以来已前后举办了20余期防洪技术培训班。该丛书作为基本教材已多次使用，在使用中不断听取防洪技术人员和专家的意见，作过多次修改，力求内容丰富、实例翔实，通俗易懂，紧密结合我国的防洪实际，注重理论与实践的结合。在本套丛书出版之际，又进行了全面修订，增加了近年来的防洪实例。

本套丛书具有系统性、实用性和可读性的优点，是一套适合于从事防洪工作的各级领导干部和技术人员的实用丛书，它的出版发行必将促进我国防洪技术的普及和推广，促进防洪工作的规范化和科学化。

1999.7.19

（国家防汛总指挥部办公室副主任）

前　言

洪水预报与调度是防洪抢险、战胜洪水、将洪水损失降低到最低限度的一项极其重要的非工程措施，历次抗洪斗争中都发挥了积极的作用。根据防洪需要，本书所指的洪水预报是广义性的，将包括一般所说的具有一定预见期的较短时期的预报和对未来长期内可能出现的各种出水情况的预测。前者对预见期内的洪水过程或洪峰进行预报预警，为防洪实时调度和防洪抢险决策提供实时信息；后者通过对以往大量资料的统计分析，预测未来可能发生的各种洪水，以便及早针对各种防洪标准的洪水作出防洪预测，实际防洪中一旦出现类似的洪水，则可结合现实情况拿出最有效的防洪调度方案，以最小的代价取得最大的防洪效益。

作者针对防洪需要，在国家防总历次防洪技术培训研讨班基础上，经过认真的总结，吸收近年来，尤其是1998年战胜特大洪水的新成果编写而成。本书在论述洪水形成的基本概念和原理基础上，系统阐述了流域洪水预报、河段洪水预报、洪水实时预报、洪水预测、水库防洪调度和江河防洪系统联合调度方法。为便于理解掌握，还例举了许多实例，并在一些具有重要实际应用价值的内容上，尽可能反映新的技术和方法，以满足现代洪水预报调度的要求。通过对本书的学习，必将大大提高我们防洪抢险和优化调度的能力，增加战胜洪水的主动权。

本书由武汉水利电力大学雒文生、宋星原教授合作编著，其中雒文生教授撰写第一、第二、第三、第五章，宋星原教授撰写第四、第六、第七章。赵英林教授主审。

限于编者水平，书中不足之处在所难免，恳请读者批评指正。

编者

1999.8



雒文生 教授、博士生导师，享受国务院特殊津贴专家 1959年至今，一直在武汉水利电力大学从事水文水环境领域的教学、科研工作，获省部级科技奖4项，发表学术论文40余篇，出版高校教材、专著《河流水文学》等6部



宋星原 博士、教授 1977年至今，一直在武汉水利电力大学从事水文水资源及水环境领域的教学、科研工作，主要研究方向为水文水环境数学模型和实时预报方法，其研究成果先后获省部级科研成果奖4项，发表学术论文30余篇

目　　录

第一章　洪水预报与调度的基本概念 …… (1)
第一节　洪水预报及预测 …… (1)
一、洪水预报 …… (1)
二、洪水预测 …… (2)
第二节　防洪调度 …… (3)
第三节　河流与流域 …… (4)
第四节　洪水形成过程 …… (6)
一、径流形成过程 …… (6)
二、洪水要素及度量 …… (8)
第五节　降雨径流资料观测 …… (9)
一、降雨观测与计算 …… (9)
二、水位观测 …… (11)
三、流量观测 …… (12)
第六节　水情信息实时采集 …… (15)
一、人工电报采集系统 …… (15)
二、自动遥测采集系统 …… (15)
第二章　流域洪水产汇流分析及预报 …… (19)
第一节　概述 …… (19)
第二节　产汇流计算的基本资料整理 …… (20)
一、降雨资料整理 …… (20)
二、径流资料整理 …… (20)
三、蒸发资料整理 …… (22)
第三节　前期流域蓄水量及前期影响雨量的计算 …… (22)
一、前期流域蓄水量 W 的计算 …… (22)
二、前期影响雨量 P_a 的计算 …… (24)
第四节　降雨径流相关图法预报净雨 …… (24)
一、降雨径流经验相关图法 …… (25)
二、蓄满产流模型法 …… (26)
第五节　初损后损法预报地面净雨 …… (30)
一、基本原理 …… (30)
二、初损 I_0 的确定 …… (31)
三、平均后损率 $\bar{f}$ 的确定 …… (32)

四、预报地面净雨过程 …… (33)
第六节 流域汇流分析 …… (33)
一、等流时线及其在地面汇流分析中的应用 …… (34)
二、地下净雨汇流计算 …… (36)
第七节 单位线法预报流域出口洪水过程 …… (36)
一、单位线的定义与基本假定 …… (37)
二、单位线的推求 …… (38)
三、单位线的时段转换 …… (41)
四、单位线法存在的问题及处理方法 …… (41)
五、应用单位线预报洪水过程 …… (43)
第三章 河段洪水预报 …… (44)
第一节 河道洪水波运动 …… (44)
一、洪水波的形成与特点 …… (44)
二、洪水波运动方程 …… (45)
三、洪水波的传播与变形 …… (46)
第二节 相应水位(流量)法 …… (46)
一、相应水位(流量)法的基本原理 …… (47)
二、无支流河段的相应水位预报 …… (48)
三、多支流河段相应水位(流量)预报——合成流量法 …… (50)
第三节 马斯京根流量演算法 …… (51)
一、基本原理 …… (51)
二、马斯京根流量演算方程 …… (52)
三、K,x 的确定 …… (53)
四、洪水预报 …… (54)
五、马斯京根法中几个问题的分析与处理方法 …… (54)
第四节 马斯京根流量演算法的改进 …… (55)
一、分段连续演算法 …… (55)
二、多支流河段的洪水演算法 …… (57)
第四章 洪水实时预报方法 …… (62)
第一节 概述 …… (62)
一、洪水实时预报的意义 …… (62)
二、洪水预报模型 …… (62)
三、洪水实时预报校正方法 …… (63)
第二节 洪水实时预报的最小二乘法 …… (64)
一、最小二乘估计的基本算法 …… (64)
二、最小二乘估计的递推算法 …… (65)
三、衰减记忆的最小二乘递推算法 …… (67)
第三节 洪水实时预报的卡尔曼滤波方法 …… (71)

一、系统状态方程与观测方程 …… (71)
二、滤波方程的简要推导 …… (73)
三、卡尔曼滤波实时预报算法 …… (75)
第五章　洪水预测——设计洪水分析与计算 …… (78)
第一节　概述 …… (78)
一、洪水的设计标准和防洪标准 …… (78)
二、设计洪水与计算途径 …… (79)
第二节　水文频率计算基本方法 …… (79)
一、经验频率计算 …… (79)
二、经验频率曲线 …… (81)
三、理论频率曲线 …… (81)
四、适线法确定理论频率曲线 …… (82)
五、设计值的推求 …… (83)
第三节　由流量资料推求设计洪水 …… (85)
一、设计洪峰流量的推求 …… (85)
二、设计洪量的推求 …… (89)
三、设计洪水过程线的推求 …… (91)
四、设计洪水成果的合理性分析 …… (95)
第四节　由暴雨资料推求设计洪水 …… (96)
一、计算设计暴雨 …… (96)
二、计算设计净雨 …… (99)
三、由设计净雨推求设计洪水 …… (100)
第五节　入库设计洪水问题 …… (103)
一、入库洪水的含义 …… (103)
二、入库洪水的组成部分 …… (104)
三、入库洪水与坝址洪水的差异 …… (104)
四、入库洪水的计算方法 …… (104)
五、入库设计洪水的计算 …… (105)
第六章　水库防洪调度 …… (106)
第一节　水库特征水位与调洪作用 …… (106)
一、水库特性曲线 …… (106)
二、水库的特征水位和特征库容 …… (108)
三、水库防洪设施及其调洪作用 …… (109)
第二节　水库调洪计算原理 …… (110)
一、水库泄洪建筑物泄流能力分析 …… (110)
二、水库调洪计算原理 …… (111)
第三节　水库调洪计算的基本方法 …… (112)
一、列表试算法 …… (112)

二、半图解法(单辅助线法) …… (115)
三、考虑动库容调洪的图解法 …… (117)
第四节 水库防洪调度 …… (118)
一、控制泄流与自由泄流相结合调度 …… (118)
二、固定泄流或分级控制泄流调度 …… (119)
第五节 水库防洪能力复核 …… (121)
一、水库防洪能力的基本概念 …… (121)
二、防洪能力的复核 …… (122)
三、提高水库防洪能力的措施 …… (123)
第七章 江河防洪系统联合调度 …… (125)
第一节 江河防洪系统联合调度基本原则与要求 …… (125)
第二节 堤防工程与分蓄洪工程防洪联合调度 …… (126)
一、堤防工程与分蓄洪工程防洪联合调度方式 …… (127)
二、长江中游荆江防洪系统调度运用实例 …… (128)
第三节 堤防工程与水库(群)防洪联合调度 …… (129)
一、堤防工程与水库群防洪联合调度方式 …… (129)
二、黄河三门峡、陆浑、故县三水库联合防洪运用 …… (130)
三、黄河三门峡、陆浑、故县、小浪底四水库联合防洪运用 …… (132)
第四节 江河防洪系统联合调度 …… (134)
一、汉江中下游防洪系统联合调度运用 …… (134)
二、淮河流域防洪系统联合运用调度实例 …… (136)
参考文献 …… (138)
附表Ⅰ 皮尔逊Ⅲ型频率曲线的模比系数 K_p 值表 …… (139)
附表Ⅱ 马斯京根法分段连续流量演算汇流系数 P_{mi} 值表 …… (148)

第一章　洪水预报与调度的基本概念

第一节　洪水预报及预测

一、洪水预报

（一）洪水预报的内容与分类

洪水预报是根据洪水形成的客观规律，利用现时已经掌握的水文、气象资料（称水文信息或水文数据），预报河流某一断面在未来一定时期内（称预见期）将要出现的流量、水位过程。根据发布预报时所依据的资料不同，洪水预报可分为水文气象法、降雨径流法和河段洪水演进法三类：①水文气象法所依据的是前期的气象要素情况，例如我国中央气象中心，根据全球的气压场、温度场、湿度场、风场等，按天气学原理在巨型计算机上进行高速运算，其中的成果之一，是每天发布大尺度的 12h，24h，36h，48h 雨量，水文工作者对此进一步加工，即可作出超前期的洪水预报。又如有些单位根据前一年的某些水文气象要素，采用多元回归分析法做出预见期长达一年的径流预报。②降雨径流预报法，是依据当前已经测到的流域降雨和径流资料，按径流形成原理制作产汇流计算方案，由暴雨预报流域出口的洪水过程。现在随着计算机的普及和信息传输技术的现代化，许多大流域，将降雨—流域—出流作为一个整体系统，用一系列的雨洪转化方程编成计算机程序，将信息自动采集系统获得的降雨、蒸发等数据直接输入计算机，马上算出洪水过程，称这种方法为流域水文模型法。③河段洪水演进法，是根据河段上断面的入流过程预报下游断面的洪水，常用的算法为河道流量演算法和相应水位法。显然，这三类方法中，水文气象法的预见期最长，但预报精度往往最差，因为由水文气象因素演变为洪水，要经历许多复杂多变的环节，很难确切估计。降雨径流法的预见期，一般不超过流域汇流时间，预报精度虽不及后者，但多能满足实用的精度，故应用比较广泛。河段洪水演进法，其预见期大体等于河段洪水传播时间，比较短，但精度往往很高，大江大河常常采用。后二类方法的预见期一般不长，多为短期预报，但预报精度较高，是当前应用的主要方法。另外，近些年来，为提高预报精度，还在实际预报过程中，利用随时反馈的预报误差信息，对预报值进行实时校正，称此为实时洪水预报。

（二）洪水预报的基本程序

洪水预报工作，大体分为两大步骤：

1. 制作预报方案

根据预报任务，及时收集降雨、蒸发、水位、流量等有关资料，根据洪水的形成规律和特点，建立由当前采集的水文信息推算未来洪水大小和出现时间的一整套计算方法，即洪水预报方案，例如降雨径流预报方法中的产流预报方案和汇流预报方案。为了保证预报精度和可靠性，

必须对制作的方案按允许误差标准进行评定和检验。只有质量优良和合格的方案才能付诸应用，否则，应分析原因，进行改进。例如降雨径流预报，规范规定，对于某一场暴雨洪水来说，净雨深预报的相对误差不超过±20%，且绝对误差不超过±20mm，或绝对误差不超过±3mm者为合格。合格的场数占总预报场数的百分比称合格率，仅当方案率定和检验的合格率不小于70%时，制作的方案才算合格，该产流预报方案才能在实际中应用。

2. 进行作业预报

对正在发生的水文气象情况进行观测，通过报讯设备，迅速把观测数据传送到预报中心（如水文站），随即通过预报方案由采集的数据算出即将发生的洪水大小和出现时间，及时发布出去，提供给有关部门应用。这个过程称作业预报。为了快速、准确，目前不少地方正在研究把遥感、遥测、自动化信息传输和计算机运算联成一个系统，将实测资料自动传送给预报中心的计算机内，由计算机直接按存储的实时预报方案程序自动算出预报结果。这样的作业预报，称作联机实时洪水预报系统。

（三）洪水预报的重要意义

众所周知，可靠的洪水预报对防止洪水灾害具有特别重要的作用。例如在河流防洪抢险中，需要及时预报出防洪地点即将出现的洪峰水位、流量，以便在洪峰到来之前，迅速加高加固堤防，转移可能受淹的群众和物资，动用必要的防洪设施等，把洪水灾害减小到最低限度。在水库管理中，可以利用洪水预报，使上游来的洪水与区间洪水的高峰段彼此错开（称错峰），即下游洪水很大时，水库把上游来的洪水暂时蓄存起来，待下游洪峰过后，再加大水库泄量，把上游来的洪水放出来，从而大大减低下游的洪峰和洪水灾害，例如1998年8月长江中下游发生近百年一遇的特大洪水，由于及时准确的洪水预报，对葛洲坝水库、清江隔河岩水库和漳河水库科学调度，使三峡以上来的洪水和清江、沮漳河洪水的洪峰互相错开，大大降低了荆江河段的洪峰水位，避免了荆江分洪损失，为战胜该年发生的特大洪水做出了巨大贡献。另外，洪水预报还可较好地解决水库防洪与兴利的矛盾，在预报的洪水未进库之前，先打开泄洪闸门腾空一部分库容，以便洪水来临时能蓄存更多的水量；当洪水即将结束时，预知近期没有很大的洪水入库，则可超蓄洪水尾部的一些水量，用于多发电、多灌溉，使现有工程发挥更多的效益。因此，洪水预报得到愈来愈广泛的重视，近些年来，一方面尽量利用水文气象预报，增加预见期；同时，广泛使用近代技术，如遥感遥测技术、电子计算机技术，提高了预报的计算速度和精度，使预报的有效期增长，为防洪决策和抢险争得了宝贵的时间和主动权。

二、洪水预测

洪水预测，即通常所说的洪水分析与计算，是根据洪水发生的随机性（偶然性）特征和规律，采用数理统计法，预测未来很长时期内某一出现机遇的洪水大小和时空变化情况。出现机遇常用频率和重现期表示，例如百年一遇的洪水，其频率 $P=1\%$，重现期 $N=100$ 年，是说将来平均每100年会发生一次大于等于这样的洪水。防洪所针对的某一频率的洪水作为防御对象，在防洪规划和管理中称其为设计洪水。为了使防洪工作早有准备，争取抗洪斗争的主动权，往往需要根据历史洪水资料推求不同标准（即规定频率）的设计洪水。以此为对象，研究该种洪水发生时，在现有堤防、水库、分蓄洪区、治河工程等情况下，应采取的最优良、最有效的联合抗洪方案，使洪水损失达到最小。即是说，针对不同的设计洪水制订不同的优化防洪预案。除此之外，推求设计洪水还有一个重要作用，就是检查现有防洪设施在当前条件下的实际抗洪能力，以便防洪中能恰如其分地应用这些工程，称这一工作为防洪复核。防洪复核是为搞好防

洪而要开展的一项经常性工作，每隔几年就要进行一次，这是因为水文资料在不断积累，防洪标准也随经济发展而不断提高，工程质量也在变化，洪水形成条件也在演变，所以设计洪水和工程的防洪能力也要经常复核。

第二节　防洪调度

防洪就是人类采取各种措施与洪水作斗争的过程。为抗洪斗争的胜利，将洪水损失减少到最低程度，和消除洪水灾害，人们根据各地经济发展和实际情况，修建了各式各样的水利工程，如直接拦截雨水的水土保持工程、调蓄洪水的水库工程、分流洪水的分蓄洪区、排泄洪水的河道堤防工程等等，它们是实实在在地修筑在各地的防洪措施，统称为工程措施。为了充分发挥工程措施的作用，人们在不断总结与洪水作斗争的经验中，制定了一系列的防洪方针、政策、洪水预报方法、防洪工程的控制运用调度规则等，称之为非工程措施。这类措施花钱少，但效果却十分显著，是一种无形资产。一个流域或地区的一系列工程措施和非工程措施一起，形成了一个完整的防洪系统。例如图 1－1，是汉江中下游近期的防洪系统。该系统工程措施方面

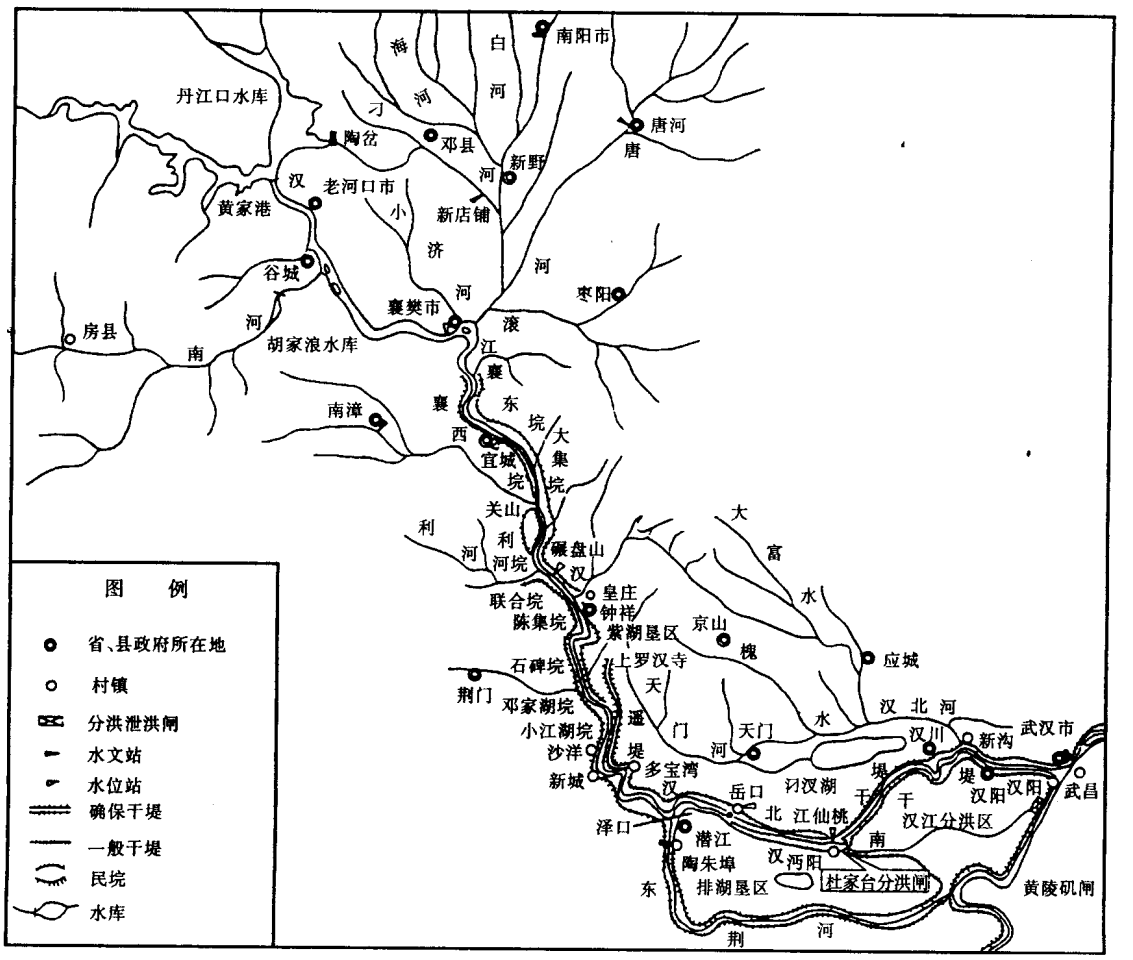


图 1－1　汉江中下游防洪系统示意图

有丹江口水库(总库容 174.5 亿 m^3,其中防洪库容 77 亿 m^3)、杜家台分蓄洪区(蓄洪容积 16 亿 m^3)、1 250km 的汉江大堤和新城以上的众多民垸,组成一个调蓄洪、分蓄洪和泄洪的工程体系,通过对它们的科学联合调度,即可保证今后汉江中下游在遇到像 1935 年那样的特大洪水(相当于百年一遇)时基本上不会产生洪水灾害。

防洪优化调度,是非工程防洪措施的一个重要组成部分,其任务是在充分掌握各有关工程措施特性基础上,如水库的防洪标准、防洪库容、泄洪能力、分蓄洪区的蓄洪、过洪能力、下游堤防的安全泄量等,然后针对预报、预测的洪水情况,对工程措施采取最佳的联合控制运用方式,使损失减少到最小限度。为实现这一目标,可事先针对历史上出现的各种特大洪水,拟定相应的工程运用调度规则,通过反复核算比较,确定防洪综合效果最好的调度方案,称优化调度模型。今后,当预报出现类似的洪水时,即依此进行防洪调度,以期达到比较好的防洪效果。例如上述的汉江中下游防洪系统,1975 年、1983 年特大洪水时,通过该系统的优化调度,使两次洪水均控制在下游安全泄量之内,且大大减少了民垸的分洪机会,保障了汉江平原 500km^2 土地和 55 万人口及武汉市的安全。

第三节 河流与流域

雨水受重力作用,由地面和地下汇入脉络相通的各级河道,最后流入大海。这些大大小小的流水通道,就是我们通常所说的河流、河系或河网。河道中终年水流不息,是由于存在一定的区域源源不断地向河流供给水量,这些供水的地面集水区和地下集水区称为该河的流域。图 1-9 为某水文站 A 以上流域和河系示意图,其中的实曲线表示大大小小的河流,其来水区域的周边线(点线)为流域的地面分水线,该线包围面积上的降雨(1,2,3,4 为雨量站)形成的地表径流沿河网汇集至 A 站后流向下游。河流和流域是彼此相依、密切联系的一个整体,河流中洪水的形成、运动、变化与它们的特征戚戚相关。

(一) 河流特征

1. 河流长度

自河源沿主河道至河口的长度称为河流长度,简称河长,可在适当比例尺的地形图上用曲线仪量得。

2. 河流的分段

一条河流沿水流方向自上而下可分为河源、上游、中游、下游和河口。河源是河流发源处,可以是溪、涧、冰川、泉水、沼泽等。上游直接连接河源,这一段的特点是水量少,坡度大,水流急,河流下切力强,以侵蚀作用为主,河道断面呈 V 字形,河谷狭窄,河道中常有瀑布、急滩。中游的特点是坡度渐缓,下切力减弱,旁蚀力加强,U 形河槽,河道有弯曲,两岸有滩地,河床较稳定。下游的特点是坡降小,水量大,流速小,沉积为主,洲滩多,河道蜿蜒曲折。河口是河流的终点,即河流注入海洋或内陆湖的地区,这一段因流速骤减,泥沙大量淤积,往往形成三角洲。

3. 河系的几何形态

主要可分为扇状水系和羽状水系两种。①扇状水系:流域上游宽,形如扇状,一般由几条支流汇合而成,汇合点在扇柄附近,洪水容易集中,常常形成洪水灾害。②羽状水系:流域狭长,自上游到下游,左右岸支流交错汇入干流。近水先去,远水后来,洪水比较缓和。

4. 河网密度

一个流域中各级干、支流长度之和(从干流到小水沟)除以流域面积,得单位面积内的河长,称为河网密度。河网密度大则排泄水流的能力强,汇流时间短,洪水涨落快,洪峰高。

5. 河道的纵比降

河段两端的高程差叫落差。单位河长的落差称为河道的纵比降,一般称为河流坡降。河道平均纵比降 J,可用下式计算:

$$J=\frac{(h_0+h_1)L_1+(h_1+h_2)L_2+\cdots+(h_{n-1}+h_n)L_n-2h_0L}{L^2} \tag{1-1}$$

式中,$h_0,\cdots,h_n$——自下游至上游沿程各转折点的高程(m);

$L_1,\cdots,L_n$——沿河流相邻两点间的水平距离(m);

L——河道全长(m)。

(二)流域特征

1. 分水线

当地形向两侧倾斜,使雨水分别汇入两条不同的河流中去,这一地形上的脊线起着分水作用,称为分水线或分水岭。分水线是相邻两流域的分界线。流域的分水线是流域的周界。流域的地面分水线是地面集水区的周界,通常就是经过出口断面环绕流域四周的山脊线,可根据地形图勾绘。流域的地下分水线是地下集水区的周界,但很难准确确定。由于水文地质条件和地貌特征影响,地面、地下分水线可能不一致,如图 1-2 所示。

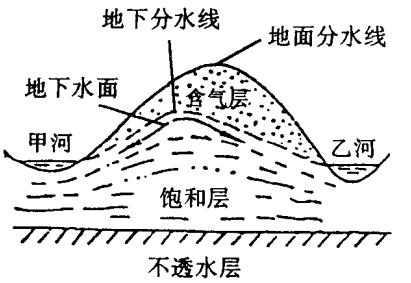


图 1-2　流域分水线

流域是指汇集地面水和地下水的区域。地面分水线与地下分水线重合的为闭合流域,不一致的为非闭合流域。非岩溶地区,一般大、中河流多为闭合流域,一次洪水中地面径流占主要部分,可以不考虑流域非闭合问题。

2. 流域的几何特征

流域的几何特征常用流域面积、流域长度、流域形状系数等描述。

(1)流域面积　流域面积是指流域地面集水区的水平投影面积。通常先在 1/50 000 或 1/100 000的地形图上画出流域的地面分水线,然后用求积仪量出它所包围的面积 F,这就是流域面积。

(2)流域长度和平均宽度　流域长度就是流域的轴长。以流域出口为中心作出许多同心圆,由每个同心圆与流域分水线相交点作割线,各割线中点的连线的长度即为流域长度。流域面积 F 除以流域长度 L 的比值为流域的平均宽度 B,即 $B=F/L$。

(3)流域形状系数　流域平均宽度 B 与流域长度 L 之比为流域形状系数 K,即

$$K=\frac{B}{L}=\frac{F}{L^2} \tag{1-2}$$

扇形流域 K 较大,狭长流域 K 较小,它在一定程度上以定量的方式反映了流域的形状。

3. 流域的自然地理特征

流域自然地理特征,包括流域的地理位置、气候条件、土壤性质及地质构造、地形、植被、湖泊、沼泽等。

(1)地理位置　流域的地理位置是以流域所处的经度和纬度来说明的,它间接反映流域的

气候和地理环境。

(2)气候条件　包括降水、蒸发、温度、湿度、风等,是决定流域水文特征的重要因素。其中,尤其是降水,是影响洪水的关键因素。

(3)地形　流域的地形特征除用地形图描述外,还常用流域的平均高程和平均坡度来定量地表征。可用格点法计算,即将流域地形图划分成100个以上的正方格,定出每个方格交叉点上的高程和与等高线正交方向的坡度,这些高程的平均值即为流域平均高程;这些格点的坡度平均值即为流域平均坡度。

(4)土壤、岩石性质和地质构造　土壤的性质,如土壤类型、结构;岩石水理性质,如透水性、给水度;地质构造,如断层、节理。它们对下渗和地下水运动有重要影响。

(5)植被　植被主要指森林、草地,植被面积占流域面积之比,称植被率,表示植被的相对多少。森林对减少泥沙和洪水有非常重要的作用。

(6)湖泊与沼泽　湖沼对径流起调节作用,能调蓄洪水和改变径流的年内分配。通常以它们占流域面积的百分数(称湖泊率或沼泽率)来反映它们的相对大小。

人类活动措施,如水利水电工程、水土保持、农业措施、城市化等,将通过改变流域的自然地理条件而引起水文情势的变化。例如修建水库,扩大了水面面积,增加了蒸发和对径流的调蓄,并通过人为的优化调度,更好地发挥防洪作用。

第四节　洪水形成过程

流域上的雨水,除去损失以后,经由地面和地下途径汇入河网,形成流域出口断面的水流,称之为河川径流,简称为径流。当遇暴雨,大量地面径流在短时期内汇入河网,河流水量猛增,有时甚至超过了河网的正常宣泄能力,引起断面流量迅速增加,水位急剧上涨,这时的河川径流称之为洪水径流。洪水的总量大,洪峰也大,使河网在短期内接纳巨大的水量,以至容纳不下而造成洪灾。因此研究洪水形成,对搞好防洪是很有必要的。

一、径流形成过程

由降雨到径流是一个很复杂的过程,为了便于分析,一般都把它分解为产流和汇流两个过程。

(一)产流过程

雨水降落到地面,一部分损失掉,剩下能形成地面、地下径流的那部分降雨称为净雨。因此,净雨和它形成的径流在数量上是相等的,但二者的过程完全不同,前者是径流的来源,后者是净雨的汇流结果;前者在降雨停止时就停止了,后者却要延续很长的时间。我们把降雨扣除损失成为净雨的过程称作产流过程。降雨的损失可分为:

(1)植物截留(I_s)　为植物枝叶截留的雨水,雨停以后,它就很快被蒸发了,如图1-3中的I_s。

(2)填洼(V_d)　植物截留后降到地面的雨水,除去地面下渗,剩余的部分(称超渗雨),将沿坡面流动,只有把沿程的洼陷填满之后,才能流到河网中去。称填充洼地的这部分水量为填洼。填洼的水量一部分下渗,一部分作为水面蒸发的形式被蒸发。

(3)雨期蒸发(E)　包括雨期的地面蒸发和截留蒸发。

(4)初渗(F_0)　指补充土壤缺水量的那部分下渗。田间持水量与当时的土壤实际含水量

之差，称土壤缺水量。显然，下渗的这部分雨水将为土壤所持留，雨后被蒸发和散发掉，而不能成为地下径流，所以也是损失，而且是最主要的损失，其值可超过 100mm 之多。

产流过程中形成的净雨，按产流的场所不同（见图 1－3）可分为：

（1）地面净雨　形成地面径流（Q_s）的那部分降雨称地面净雨，等于降雨扣除植物截留、填洼、蒸发和全部的地面下渗。它从地面汇入河网，形成地面径流。

（2）表层流净雨　形成表层流（Q_I）的那一部分降雨称表层流净雨。表层流也叫壤中流。因为表层土壤多为根系活动层，比较疏松，下渗能力比下层坚实的土壤大。降雨时，来自地面的下渗将有一部分被阻滞在上下层分界的相对不透水面上，形成临时性的侧向水流，在表层土壤中注入河网，因此，被称作表层流或壤中流。雨止后，作为表层流来源的地面下渗终止，加上相对不透水层上的水流还要维持深层渗透，所以表层流将比较快地结束。表层流净雨应等于地面下渗减去初渗和深层下渗。

（3）地下净雨　产生地下径流（Q_{g1}，Q_{g2}）的那一部分降雨称地下净雨，它等于地面下渗扣除初渗和表层流净雨。

必须指出：正确地划分地面径流、表层流和地下径流是非常困难的，实际上一般只把实测的总径流划分为地面径流和地下径流。相应地，净雨也只分为地面净雨和地下净雨。表层流与地面径流比较相近，可以认为是把它归并到地面径流中了，表层流净雨也自然地认为是被归并到地面净雨之中。

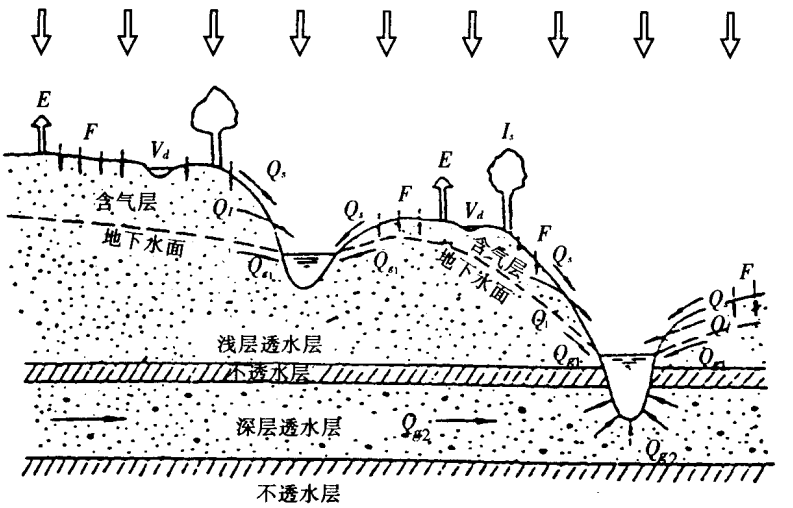


图 1－3　径流形成过程示意图

Q_s－地面径流　Q_I－壤中流 Q_{g1}－浅层地下径流 Q_{g2}－深层地下径流

（二）汇流过程

净雨沿坡地从地面和地下汇入河网，然后再沿着河网汇合到流域出口断面，这一完整的过程称流域汇流过程。前者称坡地汇流，后者称河网汇流。

1. 坡地汇流

坡地汇流又可分为两种：一种是地面净雨沿坡面流到附近河网的过程，称坡面漫流。坡面漫流通常没有明显固定的槽沟，常是许多股细流，彼此时分时合，雨强很大时形成片流。坡面漫流的路径很短，一般仅数十米至数百米，故漫流历时也很短，地面净雨，尤其大暴雨的地面净

雨，会迅速进入河网，引起暴涨暴落的洪水。因此，地面径流是洪水的主要成分。再一种是地下净雨向下渗透到地下潜水面或深层地下水体后，沿水力坡度最大的方向流入河网，称此为地下坡地汇流。地下坡地汇流速度很慢，所以，降雨以后，地下水流可以维持很长的时间，较大的河流可以终年不断，是河川的基本径流，因此，也常称它为基流。

2. 河网汇流

净雨经坡地汇流进入河网，在河网中从上游向下游，从支流向干流汇集到流域出口后流出，这种河网汇流过程称河网汇流或河槽集流。显然，在河网汇流过程中，沿途不断有坡面漫流和地下水流汇入。对于比较大的流域，河网汇流时间长，调蓄能力大，所以，降雨和坡面漫流终止后，它们产生的洪水还会延续很长的时间。

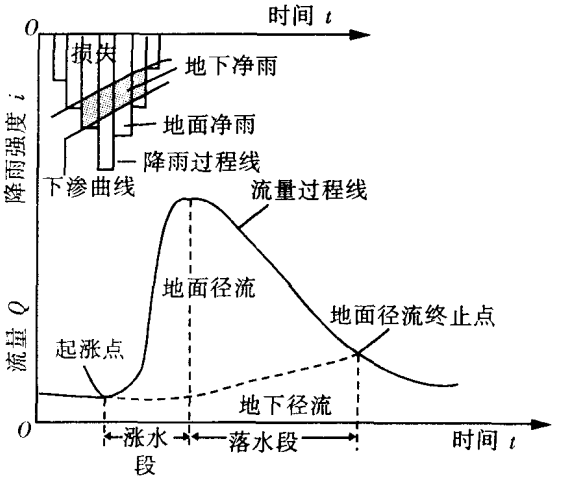


图 1-4 流域降雨径流过程

一次降雨过程，经植物截留、填洼、初渗和蒸发等项扣除一部分雨量后，进入河网的水量自然比降雨总量少，而且经坡地汇流和河网汇流两次再分配作用，使出口断面的径流过程比降雨过程变化缓慢，历时增长，时间滞后。图 1-4 可清楚地显示出这种关系。

二、洪水要素及度量

河流洪水的变化情况，可由水文站实测的水位、流量记录绘制成过程线表示，图 1-5 为某流域一次降雨形成的流量过程线 $Q \sim t$，其特征通常用洪峰流量、洪水总量和洪水总历时三个要素来表示。过程线的最大值为洪峰流量 Q_m，洪水过程线与横坐标所包围的面积即为该次洪水总量 W，洪水过程线的底宽即为总历时 T。

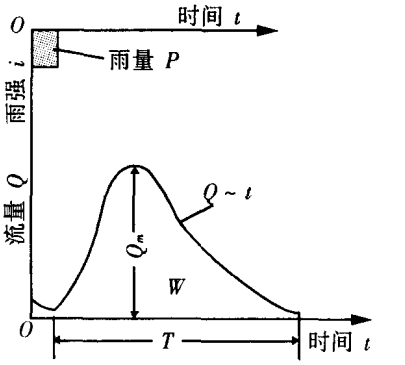


图 1-5 洪水过程线及其特征值

洪水的大小一般可用以下几种表示方法来量度：

(1)流量 Q　流量指单位时间通过某一断面的水量，常用单位为 m^3/s。根据实测的各个时刻的流量，可绘出流量随时间的变化过程线 $Q \sim t$，反映各时刻的瞬时流量。根据瞬时流量按时段求平均，可求得时段平均流量。

(2)径流总量 W　径流总量是指时段 T 内通过某一断面的总水量。常用单位有 m^3、亿 m^3 等。它等于流量过程在时段 T 内的积分，常用的近似计算方法是：将 T 划分为 n 个计算时段 Δt，然后按 Δt 把整个面积分成 n 个梯形，用求梯形面积的方法求各时段的径流量；最后，把它们累加起来，即得 T 时段的径流总量 W。

(3)径流深 R　径流深是指径流总量平铺在整个流域面积上所得的水深，以 mm 为单位。若时段 T 秒内的径流总量为 $W(m^3)$，平均流量为 $Q(m^3/s)$，流域面积为 $F(km^2)$，则径流深 R(mm)可由下面的公式计算：

$$R = \frac{W}{1\,000F} = \frac{\bar{Q}T}{1\,000F} \tag{1-3}$$

(4)径流模数 M 单位面积上产生的流量称为径流模数。计算公式为：

$$M = \frac{Q}{F} \tag{1-4}$$

当 Q 为 Q_m 时，称之为洪峰流量模数，单位常以 $m^3/(s\cdot km^2)$ 或 $L/(s\cdot km^2)$ 计。

(5)径流系数 α 某一时段的径流深 R 与相应的流域平均降雨量 P 之比称为径流系数，即

$$\alpha = \frac{R}{P} \tag{1-5}$$

因为 R 是由雨量 P 中的净雨形成的，R 将小于 P，所以 $\alpha < 1$。

第五节 降雨径流资料观测

为了研究降雨形成洪水的规律，科学地对流域洪水进行分析和预报，我国曾经在广大的流域上设立了成千上万的雨量站和水文站，系统地对降水、流量、水位、水质等水文要素进行观测和整编，逐站逐年刊印成册，称水文年鉴，供有关部门应用。近年来，随着电子计算机的广泛应用，这些资料又以数据库的方式存贮起来，供用户随时调用。以下简要介绍降雨、径流观测的方法和计算。

一、降雨观测与计算

(一)降雨观测

降水量(包括雨、雪、雹、霰等)以降落在地面上的水层深度表示，常以 mm 为单位。在我国形成大洪水的降水几乎都是暴雨，因此，这里仅简要介绍降雨观测。观测降雨量的仪器有雨量器和自记雨量计等。

雨量器的构造如图 1-6 所示。设置时，其上口距地面 70cm，器口保持水平。雨量观测一般采用定时观测，通常在每天的 8 时与 20 时观测，称为两段制。雨季为了更好地掌握雨情变化，将增加观测段次，如四段制，即从每天的 8 时开始，每隔 6 小时观测一次，雨大时还要加测，如八段制、十二段制、二十四段制。观测时用空的储水瓶将雨量筒中的储水瓶换出，在室内用特制的量杯量出降雨量，当可望降雪时，将雨量筒的漏斗和储水瓶取出，仅留外筒，作为承雪的器具。观测时，将另外的带盖的雨量器外筒带至装置雨量器的地点，调换外筒，并将筒盖换下，盖在已用过的外筒上，取回室内加温融化后，测出降水深。

自记雨量计有各种形式，其中虹吸式自记雨量计是最常用的一种，它的构造如图 1-7 所示。雨水从承雨器流入浮子室内。器内浮子随水面上升，并带动自记笔在附于时钟上的记录纸上画出曲线。该曲线的纵坐标表示累积雨量，横坐标表示时程，称累积雨量过程线。当浮子室内的水面升至虹吸管的喉部时，浮子室内的水就通过虹吸管自动地全部排入储水瓶。与此同时，自记笔亦下落至横坐标上，以后再随着降雨量增加而上升，重新记录雨量。

从自记雨量计的记录纸上，可以确定降雨的起讫时间、雨量大小和降雨强度的瞬时变化过程。而雨量器观测只能得到各时段的雨量。将观测的雨量进行整理计算，得逐日降水量和汛期降水量摘录，与其他水文资料一起，刊登在水文年鉴中。

(二)流域降雨时空变化的计算

描述降雨的时间变化,通常用降雨强度过程线和降雨累积过程线。而描述降雨的空间变化,则通常以降雨量等值线图表示,如图 1-10 所示,从图中可看出流域内各地雨量的大小。雨量较集中、范围小的地区称为降雨中心。由于流域各地区雨量大小不一致,常以流域平均雨量综合反映该流域雨量的大小。

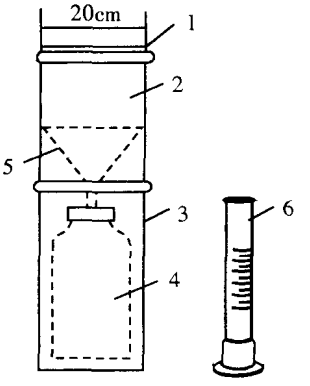


图 1-6 雨量器和雨量杯

1-器口 2-承雨器 3-雨量筒
4-储水瓶 5-漏斗 6-量雨杯

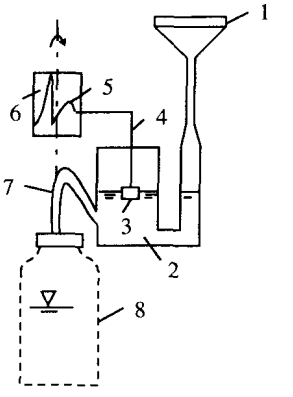


图 1-7 虹吸式自记雨量计构造示意图

1-承雨器 2-浮子室 3-浮子 4-连杆
5-自记笔 6-自记钟 7-虹吸管 8-储水瓶

1. 降雨强度过程线

将时段雨量除以时段长,得时段平均降雨强度,简称雨强。按此算出各个时段的平均强度。然后,以雨强为纵坐标,以时间为横坐标,便可点绘出一次降雨的时段平均降雨强度过程线,如图 1-8 中的 1 线。当时段取得很小时,1 线就变成一条光滑的曲线,称瞬时降雨强度过程线。

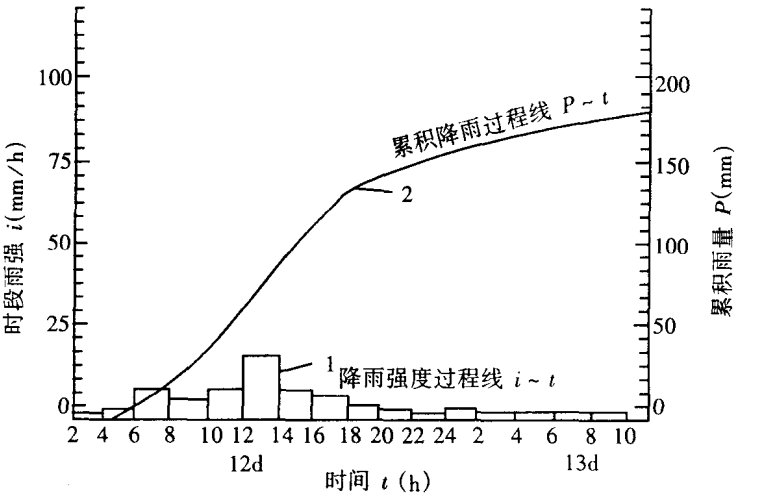


图 1-8 某站一次降雨过程线

2. 累积降雨过程线

降雨强度过程线随时间的积分,即是累积降雨过程线。图 1-8 中的 2 线,是对 1 线下面

各时段雨量按时程累加而得。显然，累积过程线的坡度就是相应时间的降雨强度。自记雨量计记录的是累积降雨过程，可由它求得各时段雨量和降雨强度。

3. 流域平均雨量计算

雨量站观测到的降雨量，只代表该站点的降雨情况。在水文计算中，常需知道一个流域或地区一定时段内的平均降雨量。下面介绍三种常用的计算方法。

(1)算术平均法　当流域内雨量站分布比较均匀、地形起伏变化不大时，可用算术平均法求流域平均雨量。其计算式为

$$\overline{P} = \frac{P_1 + P_2 + \cdots + P_n}{n} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} P_i \tag{1-6}$$

式中，$\overline{P}$——某时段的流域平均雨量(mm)；

P_i——该时段第 i 站的降雨量(mm)，$i = 1,2,\cdots,n$；

n——雨量站站数。

(2)泰森多边形法　当流域雨量站分布不太均匀时，为了更好地反映各站在计算流域平均雨量中的作用，假定流域各处的雨量可由与其距离最近的雨量站代表。为此，可采用如下的作图方法确定各雨量站代表的面积，如图 1-9 所示，先用直线(图中的实线)连接流域内及附近相邻的雨量站，成为很多个三角形；然后，在各连线上作垂直平分线(虚线)，它们与流域周界一起组成的 n 个多边形(称泰森多边形)，每个多边形正好有一个相应的雨量站。例如多边形 f_1 中有雨量站 1。不难证明，在所有雨量站中，只有这个相应的雨量站距其多边形中的任何一点最近。设 $P_1, P_2, \cdots, P_n$ 为各雨量站观测的雨量，$f_1, f_2, \cdots, f_n$ 为各站代表的多边形面积，F 为流域面积，则流域平均雨量 $\overline{P}$ 可由下式计算：

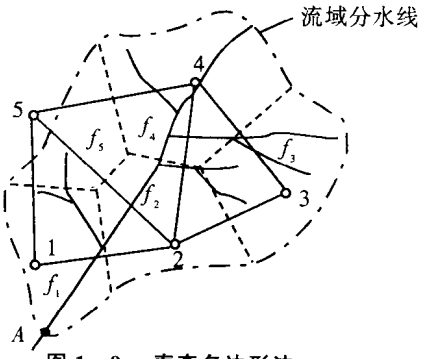


图 1-9　泰森多边形法

$$\overline{P} = \frac{P_1 f_1 + P_2 f_2 + \cdots + P_n f_n}{F} = \sum_{i=1}^{n} P_i \frac{f_i}{F} \tag{1-7}$$

式中，f_i/F 表示各站代表面积占全流域的比重，称权重；$P_i f_i/F$ 称为权雨量。

(3)等雨量线法　当流域地形变化较大，区域内有足够的雨量站，能结合地形变化绘出等雨量线图时，可采用该法求流域平均雨量。

首先按各雨量站同时期的雨量，类似绘制等高线那样，绘出等雨量线，如图 1-10 所示，量出流域内各相邻等雨量线间的面积 f_i，并由相邻的等雨量线值算出 f_i 上的平均雨量 P_i，然后按下式计算流域的平均雨量 $\overline{P}$：

$$\overline{P} = \frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} P_i f_i \tag{1-8}$$

此法能考虑流域地形的变化绘制等雨量线，比较好地反映了降雨在流域上的变化，故精度较高。但绘制等雨量线需要较多站点的资料，且每次都要重绘，工作量很大。因此，实际上应用的并不普遍，用得最多的还是泰森多边形法。

二、水位观测

水位是江、河、湖、海和水库等水体在某一地点的自由水面离标准基面的高程。我国统一

采用青岛附近黄海水面为标准基面，即作为统一的零点。水位的单位以 m 表示，是水利建设、防洪抗旱斗争的重要依据，是反映洪水变化的重要特征。

水位观测设备分为水尺和水位计两类。水尺是传统的直接观测设备，分为直立式、倾斜式、矮桩式等数种。观测时，水面在水尺上的读数加上水尺零点高程，即为当时水面的水位值。应用水尺观测水位的时间和次数，视水位变化情况而定。水位计是利用机械、压力、电流等的感应作用，间接地测记水位的设备。自记水位计能将水位变化的连续过程自动记录下来，有的并能将水位以数字或图像的形式远传至预报中心。

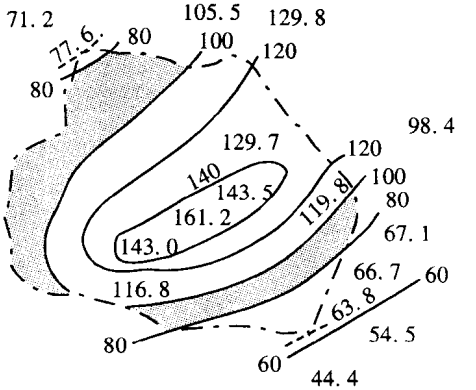


图 1-10 等雨量线法

水位观测比较容易，常根据水位流量关系将水位转化为流量，以反映洪水流量的变化过程。

三、流量观测

流量是单位时间内流过河流某一横断面的水量，以 m^3/s 计。流量测量的方法很多，常用的方法为流速面积法，其中包括流速仪测流法、浮标测流法、比降面积法等。流速仪测流法和浮标测流法是通过测量流速和断面来推求流量，是我国目前使用的基本方法，这里着重介绍流速仪测流法。

断面流速随河宽及水深方向的位置不同而变化。从河宽方向看，中间流速大，两岸流速小；从水深方向看，水面流速较大，河床流速最小。目前尚无很好的方法直接测出断面的平均流速，因此用流速仪测流实际上是将过水断面划分为若干部分，计算出各部分面积，然后用流速仪测算出各部分面积上的平均流速，两者的乘积为通过各部分面积的流量，累积各部分面积上的流量即得全断面的流量。用流速仪测流的主要工作，一是测量断面，再是测量流速。

（一）断面测量

断面测量工作包括水道断面测量和大断面测量两种，水道断面是指某水位下的过水断面，与测流同时进行施测。大断面是指历年最高水位以上约 0.5～1.0m 以下的河道断面，所以有水上部分和水下部分，水上部分采用水准测量方法，水下部分即为水道断面的测量。

1. 水道断面测量

水道断面测量是在断面上布设一定数量的测深垂线，施测各垂线的水深，同时测得每条测深垂线与岸上某一固定点（断面的起点桩）的水平距离（称起点距），并同时观测水位，从施测的水位减去水深，得到各测深垂线处的河底高程。有了测深垂线的河底高程和起点距，就可绘出断面图，如图 1-11 所

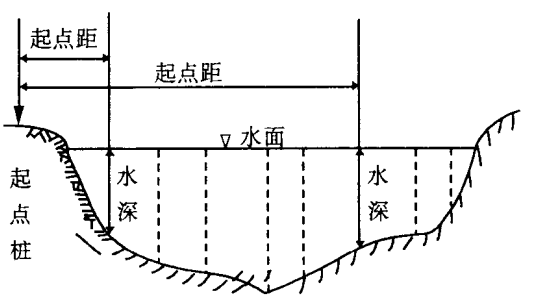


图 1-11 水道断面测量示意图

示。测深垂线的分布以能准确测定断面为原则。

(1)水深测量　测量水深的方法通常用测深杆、测深锤(铅鱼)直接测出每根测深垂线的水深。当水很深、流速很大时,可用回声测深仪测量水深。

(2)起点距的测定　可用断面索法或交会法来测定起点距。①断面索法。该法是在断面上空架设钢丝缆索,每隔适当距离做上标记,并事先测量好它们的位置,测量水深的同时,直接在断面索上读出起点距。这种方法适合于河宽较小、水上交通不多的河道测站,精度较高。②交会法(测角法)。交会法有多种,如经纬仪岸上交会、六分仪船上交会等。这里对后者作一简要介绍。水文站在布设测流断面时,如图 1-12 所示,同时布设基线 AP,并精确量出基线长度 L。六分仪船上交会法,就是施测人员全部上船,在船上用六分仪瞄准岸上的固定目标 A,P,测出夹角 β_i,按下式计算起点距 S_i:

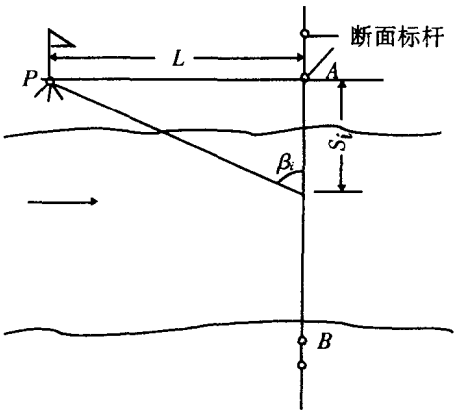


图 1-12　交会法示意图

$$S_i = L\cot\beta_i \tag{1-9}$$

六分仪是一种特殊的测角仪器,详细内容可参考专门的水文测验书籍。

2. 大断面测量

大断面测量是单独进行的,一般在汛前、汛后或较大洪水过后施测,包括水上及水下两部分,水下部分同上述水道断面的施测方法;水上部分采用水准测量方法进行。

(二)流速仪测速

流速仪是一种专门测定水流速度的仪器。流速仪测速原理是利用水流冲动流速仪的旋杯或旋浆,同时带动转轴转动,在装有信号的电路上发出讯号,便可知道在一定时间内的旋转次数。流速愈大,转轴转得愈快,流速与转速之间有一定的关系,关系式如下:

$$v = K\frac{R}{T} + C \tag{1-10}$$

式中,v——水流速度(m/s);

R——流速仪在测速历时 T 内的总转数;

T——测速历时(s),测速历时一般不应少于 100s;

C,K——常数,是将试验时测得的各种 v 值,以及与其一一对应的 R/T 值点绘在方格纸上,通过点群绘一直线,直线的斜率为 K,截距为 C。

利用流速仪可测得各点的流速。

(三) 流量计算

流量计算是先由点流速推求垂线平均流速,由垂线平均流速推求部分面积平均流速,将部分面积平均流速和对应的部分断面面积相乘求得部分流量,各部分流量相加便得全断面流量。

1. 垂线平均流速计算

一点法:　$v_m = v_{0.6}$　或　$v_m = (0.90 \sim 0.95)v_{0.5}$　(1-11a)

二点法:　$v_m = \frac{1}{2}(v_{0.2} + v_{0.8})$　(1-11b)

三点法：
$$v_m = \frac{1}{3}(v_{0.2} + v_{0.6} + v_{0.8}) \quad \text{畅流期} \tag{1-11c}$$

$$v_m = \frac{1}{3}(v_{0.15} + v_{0.5} + v_{0.85}) \quad \text{冰期} \tag{1-11d}$$

五点法：
$$v_m = \frac{1}{10}(v_{0.0} + 3v_{0.2} + 3v_{0.6} + 2v_{0.8} + v_{1.0}) \tag{1-11e}$$

式中，v_m——垂线平均流速(m/s)；

$v_{0.0}$，$v_{0.2}$，…，$v_{1.0}$——分别表示水面、$0.2h$，…，河底处的测点流速，其中 h 为垂线水深(m)。

2. 部分面积平均流速的计算

部分面积平均流速是指两测速垂线间部分面积的平均流速，以及岸边或死水边与断面两端测速垂线间部分面积的平均流速，如图 1-13 所示。图中下半部表示断面图，上半部实线箭头表示垂线平均速度，虚线箭头表示部分面积平均流速。

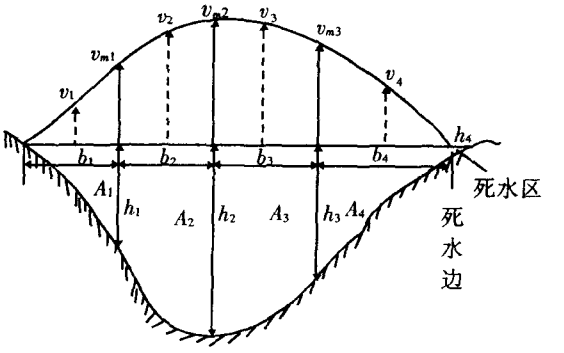


图 1-13　部分面积平均流速的计算

(1)中间部分面积平均流速的计算，例如：
$$v_2 = \frac{1}{2}(v_{m1} + v_{m2}) \tag{1-12}$$

(2)岸边部分面积平均流速的计算，例如：
$$v_1 = \alpha v_{m1} \tag{1-13}$$

式中，α 为岸边流速系数，可根据试验资料确定。它与岸边的性质有关，斜坡岸边，α 可用 0.7；不平整陡岸边用 0.8；光滑陡岸边用 0.9；死水边可用 0.6。

3. 部分面积计算

由于测流过程中水位变化，因此引起水道断面面积的变化。当引起断面面积的变化不超过 5%～10%时，一般取测流开始和终了两次水位的算术平均值作为相应水位，否则应采用加权平均法计算相应水位。

部分面积是以测速垂线为分界。岸边部分按三角形计算，中间部分按梯形计算。若岸边有死水，则部分面积只能计算到死水边。如图 1-13 中的 b_4 所示。

(1)中间部分面积，例如：
$$A_2 = \frac{1}{2}(h_1 + h_2)b_2 \tag{1-14}$$

(2)岸边部分面积，例如：
$$A_1 = \frac{1}{2}h_1 b_1 \tag{1-15}$$

$$A_4 = \frac{1}{2}(h_3 + h_4)b_4 \tag{1-16}$$

4. 断面流量计算
$$\begin{aligned} Q &= A_1 v_1 + A_2 v_2 + \cdots + A_n v_n \\ &= q_1 + q_2 + \cdots + q_n \end{aligned} \tag{1-17}$$

式中，Q——断面流量(m^3/s)；

q_i——部分流量(m^3/s)；

A_i——部分面积(m^2)；

v_i——部分面积平均流速(m/s)。

5. 断面平均流速计算

$$\bar{v} = \frac{Q}{A} \tag{1-18}$$

式中，A——全断面面积，它等于各部分面积之和。

(三)浮标测流及流量计算

浮标测流法是一种简便的测流方法。在洪水较大或水面漂浮物多，特别是在流速仪无法施测的情况下，浮标法测流是一种切实可行的办法。浮标测流的主要工作是观测浮标漂移速度，测量水道横断面，以此来推估断面流量。

凡能漂浮在水面上的物体都可以制成浮标。用水面浮标法测流时，测的是浮标在水面的漂移速度，这种流速称浮标虚流速，它不能代表断面平均流速。将它与过水断面相配合，计算出断面虚流量 $Q_{虚}$，然后乘上浮标系数 K' 才能得到断面实际的流量 Q：

$$Q = Q_{虚} K' \tag{1-19}$$

K' 与浮标的类型、风力风向等因素有关，在测站上，应进行浮标系数的比测。

第六节　水情信息实时采集

洪水预报需要的水文数据主要有降雨、蒸发、水位、流量等，为尽快作出预报和指导防洪斗争，必须及时准确地观测这些资料并迅速传送到预报中心。为此进行的水文气象资料的观测、传输、接收和处理等一整套工作，称水情信息(或水文数据)实时采集。与通常的水文气象观测相比，其突出特点是要迅速、及时。显而易见，实时采集水文数据，是洪水自动测报的基础。用于洪水作业预报的水文数据，其采集方式通常有人工电报方式和遥测方式。

一、人工电报采集系统

这种方式是水文人员早已熟悉的传统方法。它以人工方式用雨量筒、自记雨量计、水尺、自记水位计和测流设施进行水文要素观测，并将测得的信息经过电报、电话或专用电台等常用的通信设备传输给预报中心，供预报应用。

二、自动遥测采集系统

这里说的遥测系统，是指由遥测站、中继站和中心站(接收站)组成的水文资料自动采集系统。根据遥测站至接收站间信息传输的方式不同，可分为中长波通信、短波通信、超短波通信、微波通信、卫星通信等采集系统。从水文信息特点和经济、可靠等要求考虑，中小流域多使用超短波水文遥测系统，特别大的流域应用卫星数据采集传输系统则比较适宜。

(一) 超短波水文遥测采集系统

电报、电话传输系统中转环节多、传播时间长、差错率高，尤其遇特大暴雨洪水时，发生倒杆断线使通信中断，如四川省 1981 年 7 月特大洪水，有 30 多条一、二级电话线遭到破坏、413 条长途电话线和 31 条电报线中断，严重影响汛情传递和防洪工作。尤其吸取 1985 年 7 月淮

河特大洪水灾害的教训，从1987年开始，我国开始了水文自动测报系统建设的试点工作。十余年来，先后建成了浙江省浦阳江、黑龙江省拉林河、广东省西枝江和北江、东北的丰满—白山、黄河的三花区间等一大批水文自动测报调度系统。

超短波水文遥测系统由遥测站、中继站和中心站组成，图1-14是汉江丹江口水库的水文自动测报系统的实际布置图。该系统工作由设在丹江口的数据收集中心站内的微型计算机控制，中心站与各测站之间的信息传输是由工作在超高频(VHF)无线电发送与接收设备完成的。由于超短波(波长10~1m)和微波(波长小于1m)是沿直线传播的，当传输距离很长(例如大于50~100km)或中心站至遥测站之间有高山阻挡时，需要增加中继站进行转播。该系统的工作原理，大体上如图1-15所示。

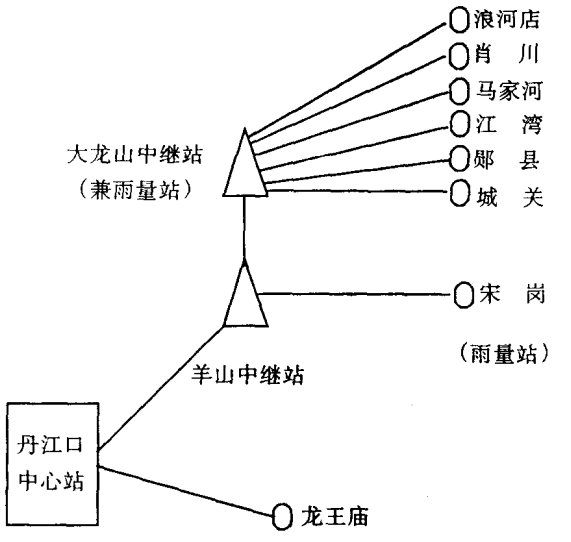


图1-14 丹江口水库水文自动测报系统

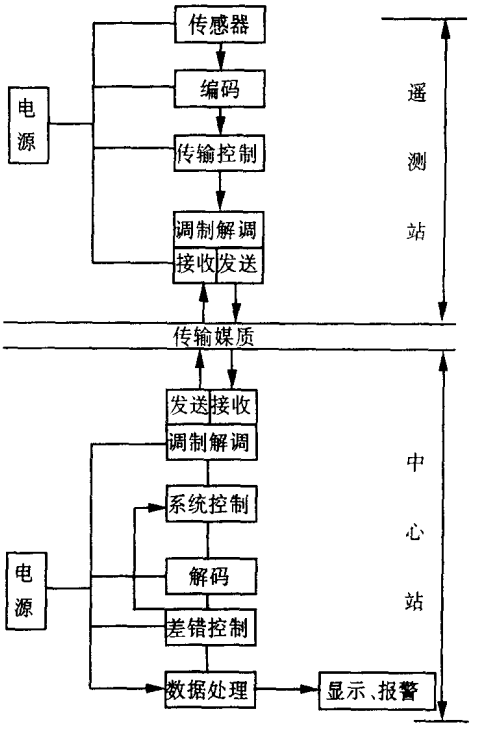


图1-15 水文自动测报系统工作原理图

1. 遥测站

遥测站由水位和雨量等传感器、编码器、传输控制器、调制解调器、发送接收器、电源、避雷装置等组成。

(1)传感器 由敏感元件、传感元件和测量电路组成。通过敏感元件来感受被测量的水文要素，带动传感元件，使量测值变为量测信号，如变化的电流、电压等，供编码、调制后发射。

水位传感器一般都是浮子式的，称浮子式水位计，分辨率为±1cm；雨量传感器一般是翻斗式的，即翻斗式雨量计，分辨率为0.2mm。发给中心站的雨量是累积数，时段雨量由中心站计算机处理。

(2)编码器 编码包括信源编码和信道编码。信源编码器的功能是，在一定保真条件下，将水文要素量测信号变换成数字信号；信道编码器的功能是提高传输可靠性，将数字信号加工

处理成一定规则的编码，以达到能自动发现和纠正传输中发生的错误。

信道包括传输电信号的媒质和通信设备。在传输过程中，信道对数字信号有两方面的影响，即信道本身传输特性的影响和外界干扰的影响。信道特性包括振幅－频率特性、相位－频率特性、频率漂移等。外界干扰包括雷电干扰、无线电干扰、工业干扰等。

(3)传输控制器 对数据传输进行控制。

(4)调制解调器 编码器输出的数字信号，一般不适合在信道中直接传输，必须通过调制器对一载波振荡进行某种调制，然后用已调载波传输信息。

遥测系统的工作方式，有自报式、查询－应答式和混合式三种：①自报式遥测站，按照规定的时间间隔或在被测的水文要素发生一个规定的增量(如水位涨、落1cm，降雨增加1mm)时，自动向中心站发送数据，中心站的数据接收设备始终处于工作状态，时刻准备接收遥测站随时发给的数据。这种系统信道简单，设备简化，成本低。②查询－应答式遥测站，由中心站主动发出指令，定时或随时呼叫遥测站，遥测站响应中心站的查询指令，实时采集水文数据发给中心站。这种测站人工控制性能好，可随时选测和掌握水情变化。除传输数据外，还可兼顾通话功能。测站是逐个回答中心站查询，数据不会发生碰撞，传输码元可长可短，可用抗干扰编码进行检错、记错和反馈重发等差错控制方式。③混合式遥测站，由自报式遥测站和查询－应答式遥测站混合组成，它兼有二者的主要优点和功能，同时还有人工置数装置和参数显示窗口，管理人员可把测量到的其他水文信息，如流量、流速、含沙量等，连同实时时间置入终端机，发往中心站和存入计算机。参数显示窗口，使管理人员在室内便可知道实时的水位值等。

2. 中继站

中继站处于遥测站与中心站之间，用于转发中心站的遥控指令和遥测站的信号。它的作用是把那些路径损耗太大，或受地形影响而难以沟通的信号，经过它的接力而畅通。中继站兼有测站时，它除了完成测站的工作外，还要收集它所属的测站数据，按规定的格式发给中心站或另一个中继站。

3. 中心站

中心站是水文自动测报系统的总控制中心，负责实时数据收集、处理及发布洪水预报。主要设备除收发装置外，就是一台计算机，以进行数据处理、存贮、检索、显示水文作业预报和水库调度等。

(1)接收装置 它的作用是，把由天线接收的从遥测站发来的已调载波信号，通过解调器、解码器复原成水文要素量，供给计算机对数据进行处理。其中的解调器是把接收到的已调载波信号反演成数字信号，解码器又将数字信号反变换为观测的水文要素量，即计算机可以识别的数据。

(2)数据处理系统 数据处理由计算机完成。计算机中存贮有遥测系统一系列处理程序，收到遥测站的数据后，自动进行合理性检测，加工整理成数据文件，并通过预报模型计算，分析即将出现的洪水过程，显示、打印和发布预报。

(二) 卫星数据采集与传输系统

卫星数据采集和传输系统，实质上是由卫星代替超短波水文遥测系统中的地面中继站来实现远距离通信，因为超短波，包括微波，只能靠直射波在视线距离内传播，要进行远距离通信，只得建立若干中继站，以接力方式传输信息。但随着中继站数目的增多，除大大增加通信设备费用外，还会使传输质量明显下降。如果将中继站的通信设备移到卫星上去，就相当于把中继站的天线极大地升高，增加视线距离的范围。因而，可以经过卫星中继进行远距离通信，

亦即利用卫星做中继站。

现在采集和传输水文资料的卫星主要是气象卫星，它已形成全球性的气象卫星观测网，对水文和气象资料进行统一收集、传输与处理，因此，有时也称它为水文气象应用卫星。该类卫星又分为两种：一是极轨卫星，它的飞行轨道平面与赤道平面垂直，且通过地球南北两极，故称极轨卫星。如目前实施的阿高斯(ARGOS)系统，主要用于气象、海洋、水文、森林部门的环境研究。该系统由三部分组成——2 颗极轨卫星，设在法国图鲁兹(Toulouse)的地面接收处理中心和在美国的分中心，以及分布在全球各地的数据采集发射平台(相当于遥测站)。二是静止卫星，它的飞行轨道平面为赤道平面，高度约 36 000km，绕地球飞行的角速度与地球自转的角速度一样，相对于地球表面好像是静止不动的，故称静止卫星，或同步静止卫星。目前主要是美国的 GOES－4(在西经 45°)、GOES－5(西经 135°)和 GOES－6(西经 105°)三个同步气象卫星在采集、传输资料。此外，欧洲共同体的 Meteosa 和日本的 GMS－3 比较均匀地分布在赤道上空的 36 000km 高度上，覆盖了除南北极以外的地表大部分地区，为世界气象组织的各会员国提供服务。我国自 1970 年发射第一颗人造卫星以来，迄今已发射了 17 颗，其中包括 3 颗风云－1 号和 1 颗风云－2 号气象卫星，正在为我国水文气象资料的观测、传输和许多领域的科学研究做出积极贡献。

卫星数据收集系统(DCS)即是一个遥测系统，由数据收集平台(相当于遥测站网)、数据中继卫星(相当于中继站)和中心地面站、用户站三部分组成。现在有很多国家租用上述水文气象应用卫星，采集传输水文气象资料。

第二章　流域洪水产汇流分析及预报

第一节　概　　述

河流洪水的形成过程在第一章已作过概括性的描述，本章将进一步从定量上阐述降雨形成洪水的计算原理和方法，在此基础上进行降雨径流预报和由暴雨资料推求设计洪水。

由流域降雨形成流域出口河川径流，大体分为两个过程：①降雨经过植物截留、蒸发、填洼、下渗损失的过程，降雨扣除这些损失之后，剩下的部分称为净雨，在数量上将等于它产生的径流深。故我国常称净雨量为产流量，降雨转化为净雨的过程为产流过程，净雨计算为产流计算。②净雨沿地面和地下汇入河网，并经河网汇集成流域出口的径流，这个过程称作流域汇流过程，与之相应的计算称汇流计算。二者结合起来，就是本章所说的流域产汇流分析。它们之间的联系，可简明地概括为图 2－1 的流程图。该图说明：产流过程主要是雨水的垂向运动，其结果是分布在流域上的净雨过程；汇流则主要是净雨在水平方向的运动，其结果是出口断面的径流过程。净雨量与其产生的径流量相等，因此，在以后计算中，常用一个相同的符号 R 表示。但必须注意，用以表示净雨随时间的变化时，称为净雨过程，而不是出口的径流过程，对此切不可混淆。

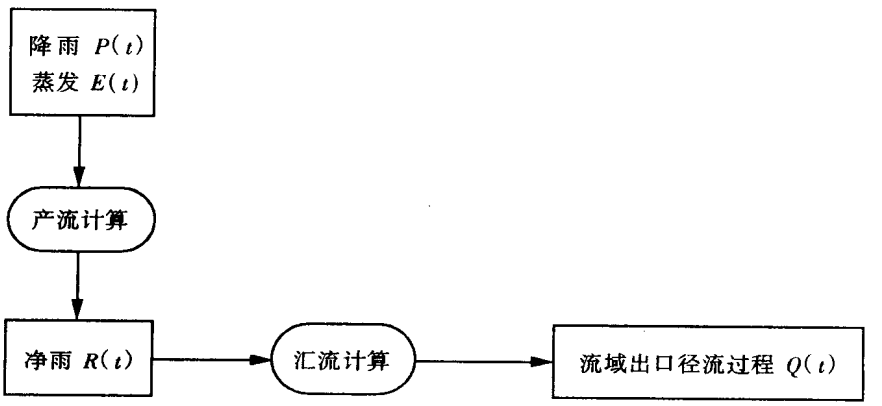


图 2－1　由降雨过程推求径流过程的流程图

学习产汇流分析及预报，应着重掌握以下的基本思路：先从实际降雨径流资料出发，分析产流和汇流规律，制作产汇流计算方案（或称产汇流预报方案）；然后将它用于洪水预报，即可由现时发生的暴雨预报即将出现的洪水过程。

第二节 产汇流计算的基本资料整理

产汇流计算工作开始时，一般先对实测的降雨、径流和蒸发资料等分别作初步的整理分析，以便更好地揭示它们之间的定量关系及规律。

一、降雨资料整理

如图 2－2 所示。为研究洪水与降雨之间的关系，必须计算与洪水对应的流域平均雨量及降雨过程。例如对于洪水 $Q_1(t)$，需计算形成该洪水的降雨 $i_1(t)$，对洪水 $Q_2(t)$需计算对应的降雨 $i_2(t)$。至于各次降雨过程的具体算法，第一章已经学过，此处不再重复。

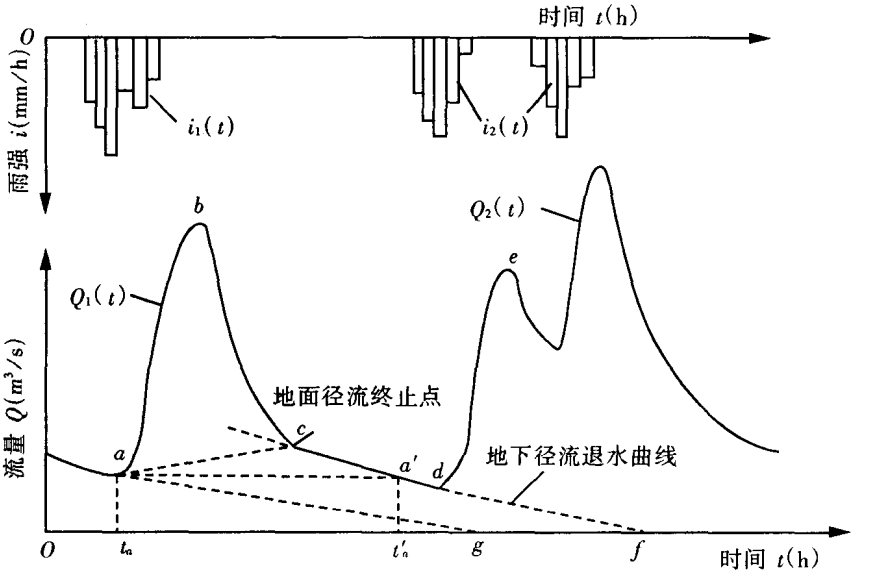


图 2－2 次降雨径流划分及地面、地下径流分割示意图

二、径流资料整理

(一) 洪水场次划分及本次洪水总径流深计算

对所挑选的洪水，可利用水文年鉴的洪水水文要素摘录表中的流量资料点绘出流量过程线，如图 2－2 所示。多数情况下，与本次降雨所对应的径流过程不仅包括本次降雨形成的地面、地下径流，而且还包括前期降雨的地下径流，如图中的虚线 ag 以下的水量，它表示如果没有这次降雨 $i_1(t)$时，河中仍有持续的径流，称基流；另外，本次洪水尚未退完又遇降雨时，还会有后期洪水混入，如图中的第二场洪水 $Q_2(t)$。在计算一次降雨洪水时，应把这些非本次降雨产生的径流都划分出去，称洪水场次划分。由图可知，如果能求得退水曲线 ag 和 $ca'df$，便能求得降雨 $i_1(t)$所形成的洪水总量 W_r，即 $abca'df$ 线与 agf 线所包的面积。但实际上 f 和 g 两点会滞后很长的时间，故 W_r 不宜按退水曲线直接去求。比较实用的方法是利用地下径流退水曲线相当稳定的性质来推求。近似认为前期降雨所形成的在 a 点以后的地下径流过程线 ag 与 a' 点(与 a 点同流量)以后的 $a'df$ 线趋势一致，即 ag 线向后平移至 t'_a 的一段时间便可与 $a'df$ 线相重合。由此不难从图上看出 W_r 可改用下面的办法计算：过起涨点 a 作一水平线，交

本次洪水的退水过程线 a' 点上，则 $t_a abca' t'_a t_a$ 包围面积所代表的水量就等于 W_r。将 W_r 除以流域面积 F，即得这次降雨形成的总径流深 R，它包括地面径流深和地下径流深，即

$$R = \frac{W_r}{F} \tag{2-1}$$

在上述计算中，一定要注意起涨点 a 应比较低，才能保证 a 点的流量全为地下径流，这样才可能保持在同样的流量下有相同的退水过程，使 $t_a agt'_a t_a$ 所包面积与 $t'_a a' dfgt'_a$ 所包面积相同。否则，若 a 点过高，其流量可能包含有地面径流成分，使 a 点和 a' 点以后的退水过程线不一致，于是上面所说的那两块面积就可能不相等。若遇这种情况，如图 2-2 中的第三个峰，则不宜单独作为一场洪水，应与前面的第二个峰一起作为第二场洪水 $Q_2(t)$。

（二）地面地下径流分割及计算

上面得到的总径流还需进一步划分为地面径流和地下径流，以便分别研究它们的产汇流规律。径流分割的方法颇多，如水平线分割法、斜线分割法等等，但都不够成熟，此处仅介绍一种应用广泛的斜线分割法。

斜线分割法，如图 2-2 所示，就是从一次洪水实测流量过程线的起涨点 a 到该次洪水地面径流终止点 c 连一斜线 ac，近似作为洪水期间实际的地下径流上涨过程，该线即地面地下径流分割线，它的上面部分为地面径流，下面部分为地下径流。c 点常用流域地下径流标准退水曲线（如图 2-3 中的下包线 $Q_g \sim t$）来确定，即将绘在透明纸上的本流域的标准退水曲线蒙在被分割洪水的退水段上（注意两图的比例尺要一致），使横坐标重合，然后左右移动，当透明纸上的退水曲线与洪水退水段的尾部吻合后，则两线前方的分叉点 c 就是地面径流终止点，如图 2-2 中的 c 点所示。

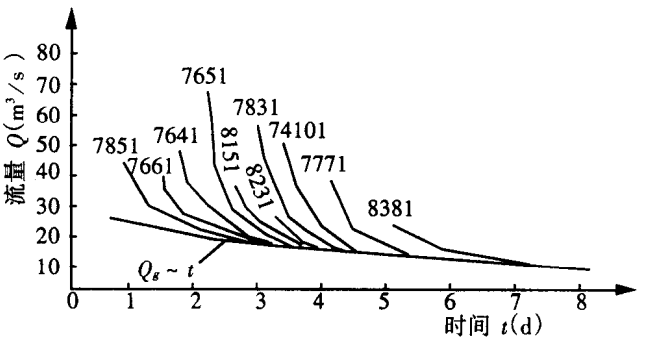


图 2-3　古田溪达才站退水曲线

图中数字为洪号

洪水的退水流量来自流域蓄水的消退。天然状况下，地面蓄水（如湖泊、河网等）消退较快，地下蓄水消退缓慢。图 2-3 是对许多次洪水消退过程综合的流域退水曲线。上面的曲线簇反映地面蓄水的消退，因降雨等因素的影响，各场洪水都不一致；下包线 $Q_g \sim t$ 反映地下蓄水消退，甚为稳定，称地下径流标准退水曲线。其绘制方法是：首先以相同的比例尺，在方格纸上绘出本流域各场洪水的退水流量过程线；其次用一张透明纸先描绘出那一条最低的退水过程线，再移到另一场洪水的次低的退水段，在保持时间坐标重合条件下左右移动透明纸，使方格纸上的退水过程线在后部与透明纸上的相重合，并把它也描绘在透明纸上，如此逐一描绘，就构成了图 2-3 的地下径流标准退水曲线 $Q_g \sim t$。

地面、地下径流分割后，如图 2-2 所示，ac 线以上 $abca$ 所包围面积代表的水量即那次洪水的地面径流量 W_s，除以流域面积 F，得地面径流深 R_s：

$$R_s = \frac{W_s}{F} \tag{2-2}$$

从式（2-1）计算的总径流深 R 中减去 R_s，即得相应洪水的地下径流深 R_g：

$$R_g = R - R_s \tag{2-3}$$

三、蒸发资料整理

流域蒸散发将直接影响流域土壤蓄水量的大小，从而又影响径流量的大小。所以，计算流域蒸散发是很重要的，一般由实测的水面蒸发资料估算。

实验表明，在一定气象条件下，流域日蒸散发量 E_t 基本上与土壤蓄水量 W_t 成正比，即

$$E_t = \frac{W_t}{W_m} E_{m,t} \tag{2-4}$$

式中，E_t——第 t 日的流域蒸散发量(mm)；

W_t——第 t 日开始时的流域土壤蓄水量(mm)；

W_m——流域蓄水容量(mm)，等于流域平均最大缺水量，由实测雨洪资料按后面的式(2-7)估算，或用优选法确定；

$E_{m,t}$——第 t 日的流域日蒸散发能力(mm)，即土壤充分湿润($W = W_m$)时的流域日蒸散发量(mm)。

$E_{m,t}$ 决定于第 t 日的气象条件，实验表明与当日的水面蒸发器实测的蒸发量 $E_{w,t}$ 有密切关系，可由下式计算：

$$E_{m,t} = K_{w,t} E_{w,t} \tag{2-5}$$

式中，$E_{w,t}$ 为第 t 日的水面蒸发器蒸发量(mm)，一般取 E_{601} 型或 60cm 套盆式水面蒸发器的观测值；$K_{w,t}$ 为 $E_{w,t}$ 折算成流域蒸散发能力的系数，对于一定的蒸发器和一定的流域，随季节有一定的变化，可参考附近地区的数值或通过优选求得。

将上式代入式(2-4)，得：

$$E_t = \frac{W_t}{W_m} K_{w,t} E_{w,t} \tag{2-6}$$

实际产流计算中，便可依该式由实测水面蒸发资料计算各日的流域蒸散发量。

第三节 前期流域蓄水量及前期影响雨量的计算

降雨开始时流域是干旱还是湿润，对此次降雨产生径流的多少影响极大。因此，在产流计算中一般都要考虑这一因素。流域的干湿程度常用流域蓄水量 W 或其定量指标——前期影响雨量 P_a 表示，本节介绍它们的常用算法。

一、前期流域蓄水量 W 的计算

流域蓄水量一词，这里主要指流域中降雨能够影响的土层内土壤含蓄的吸着水、薄膜水和悬着毛管水量，不包括重力水，是土壤能够保持而不在重力作用下流走的水分。它将在雨后由于流域蒸散发而消耗，不形成径流，但它对产流却有着重要影响。降雨一定时，雨前流域蓄水量大，损失小，则净雨多，径流大；反之，则净雨少，径流也小。

流域中某一地点，在天然状态下，影响土层的蓄水量 W' 将有两种极限情况：一是长期无雨，土壤十分干燥，蓄水量降至最小值。这时的含水量本不为零，但为了计算方便，类似假定高程基准面那样，规定这种情况的蓄水量为零。再是充分湿润时，蓄水量(不包括重力水)达最大值，按照上面规定的零点，其值将等于田间持水量与最小蓄水量之差，是该点土壤蓄水的上限，称作该点的蓄水容量 W'_m。该点的实际蓄水量 W' 将变化在 $0 \sim W'_m$ 之间。

流域上各点的蓄水容量 W'_m 是不同的，可从零变化到点最大蓄水容量 W'_{mm}，其平均值以 W_m 表示，称流域蓄水容量。显然，当流域蓄水量 $W=0$ 时，一次降雨可能产生的最大损失量就是把它蓄满，所以，也称它为最大损失（过去，常称最大初损）。人们常常利用这一概念来确定 W_m。其作法是：从长期记录中选择久旱无雨，流域极为干旱时（$W\approx 0$），又遇大雨，雨后能使影响土层蓄满（$0\rightarrow W_m$）的降雨径流资料来推求 W_m，其计算式为

$$W_m = P - R - E \tag{2-7}$$

式中，W_m——流域蓄水容量（mm）；

P——流域平均降雨量（mm）；

R——P 产生的总径流深（mm）；

E——雨期蒸发量（mm），如降雨历时短，可以忽略不计。

一个流域的蓄水容量是反映该流域蓄水能力的基本特征，比较稳定。我国大部分地区的经验表明，W_m 一般约 80～120mm。例如，广东省取 95～100mm，湖北省取 70～110mm，陕西省取 55～100mm，黑龙江省取 140mm 等。流域实际蓄水量将变化在 0～W_m 之间。

实际上，几乎都没有实测的流域土壤含水量资料，而是通过间接计算来推求前期流域蓄水量 W。根据流域影响土层的水量平衡方程可得

$$\begin{aligned} W_{t+1} &= W_t + P_t - R_{p,t} - E_t \\ &= W_t + P_t - R_{p,t} - \frac{W_t}{W_m} K_{w,t} E_{w,t} \end{aligned} \tag{2-8}$$

式中，W_t，W_{t+1}分别为第 t 天和第 $t+1$ 天开始时的流域蓄水量（mm）；P_t 为第 t 天的降雨量（mm）；$R_{p,t}$为 P_t 产生的总径流深（mm），或由实测径流资料计算，或由后面讲的降雨径流关系推求，其他符号的意义和单位同前。

按式（2-8）由 P，R，$E_{w,t}$资料逐日连续计算，便可求得各日的流域蓄水量 W。作为一例，见表 2-1，该表中 $W_m=120$mm，5 月份 $K_{w,t}=1.0$。$R_{p,t}$按实测的降雨 P_t 和计算的 W_t 由下节讲的降雨径流相关图求得。

按式（2-8）计算流域蓄水量，概念明确，精度较高，但计算工作量大。有时为简便起见，常用前期影响雨量 P_a 作为衡量流域干湿程度的指标，以反映流域蓄水量的大小。

表 2-1　　前期流域蓄水量计算示例

月.日	P_t	$E_{w,t}$	E_t	$R_{P,t}$	W_t	备　注
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
5.14	0	9.8	1.55	0	18.93	①$W_m=120$mm；
5.15	0	9.1	1.32	0	17.30	②$K_{w,t}=1.0$；
5.16	3.0	8.9	1.19	0.07	16.06	③W_t 为第 t 日开始时刻的流域蓄
5.17	4.2	8.2	1.22	0.13	17.80	水量（mm）；
5.18	10.3	7.7	1.33	0.51	20.65	④5 月 14 日开始时刻的 W_t 为
5.19	15.1	7.2	1.75	1.10	29.11	18.93mm，是由前面资料计算得到
5.20	0	7.4	2.55	0	41.36	的
5.21	63.2	3.6	1.16	11.51	38.81	
5.22	56.8	3.2	2.39	26.73	89.70	
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	

二、前期影响雨量 P_a 的计算

P_a 的计算公式有多种，这里介绍的是目前我国比较常用的一种，其算式为

$$P_{a,t+1} = K_a(P_{a,t} + P_t) \tag{2-9a}$$

且控制

$$P_{a,t+1} \leqslant W_m \tag{2-9b}$$

式中，$P_{a,t}$，$P_{a,t+1}$——分别为第 t 天和第 $t+1$ 天开始时的前期影响雨量(mm)；

P_t——第 t 天的流域降雨量(mm)；

K_a——流域蓄水的日消退系数，各月可近似取一个平均值，等于 $1 - E_m/W_m$，其中 E_m 为流域月平均日蒸散发能力。

用上式计算 P_a 是很容易的，取连续大暴雨后的 P_a 等于 W_m，由此向后逐日推算，便可求得逐日的 P_a。现举一例，如表 2-2。某流域经分析求得 $W_m = 100$mm，5 月份多年平均的流域日蒸散发能力为 5.0mm，6 月份为 6.2mm，由此算得：

5 月份

$$K_{a,5月} = 1 - \frac{E_m}{W_m} = 1 - \frac{5}{100} = 0.950$$

6 月份

$$K_{a,6月} = 1 - \frac{6.2}{100} = 0.938$$

5 月 18～19 日这两天雨量很大，并从流量资料看出产生了洪水，可以认为 P_a 已达到 W_m，故取 20 日开始时的 P_a 为 100mm，其后逐日的 P_a 按式(2-9)计算。例如 5 月 21 日 $P_a = 0.950(100 + 10.1) > 100$mm，故取 $P_a = 100$mm；5 月 22 日 $P_a = 0.950(100 + 1.4) = 96.3$mm，以后依此类推，结果列于表 2-2 第(4)栏。

表 2-2 P_a 计算示例

月.日	P_t(mm)	K_a	P_a(mm)	月.日	P_t(mm)	K_a	P_a(mm)	备　注
(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
5.18	78.2	0.950		5.28			70.7	$W_m = 100$mm
5.19	35.6			5.29	11.3		67.1	P_a 为一日开始时刻的前期
5.20	10.1		100	5.30	0.5		74.5	影响雨量(mm)
5.21	1.4		100	5.31			71.2	
5.22			96.3	6.1		0.938	67.6	
5.23			91.5	6.2	7.6		63.4	
5.24			87.0	6.3	32.6		66.5	
5.25			82.6	6.4	16.0		93.0	
5.26			78.5	6.5			100	
5.27			74.5	⋮			⋮	

第四节　降雨径流相关图法预报净雨

将影响径流深 R 或 R_s 的因素，如降雨量 P、流域蓄水量 W 或前期影响雨量 P_a、降雨历时 T 或降雨强度 i 等，按相关分析法，可根据以往的资料，建立它们与 R 之间的关系图，如图 2-4、图 2-5 所示，便是不同流域的相关图。这些相关图反映了这些流域的产流规律，因此，反过来，当我们已知 P，W(或 P_a)等因素时，就可由该图计算和预报出相应的产流量 R 或 R_s。这种

图按作法的不同可分为两类：一类是依 R 或 R_s 与影响因素间的统计规律直接点绘的相关图，它没有固定的数学模型，称之为经验的降雨径流相关图；再是根据蓄满产流数学模型建立的总径流深 R 的相关图及相应的地面地下净雨计算方法，称蓄满产流模型法。

一、降雨径流经验相关图法

由于各流域的条件不同，相关图中考虑的影响因素的多少亦有很大差别。其中径流系数法最为简便，仅考虑降雨量与径流量间的关系。再是进一步考虑雨前土壤含水量影响的三变量相关图，在湿润地区应用较多。比较复杂的还有四变量、五变量等相关图，常常在产流因素复杂的干旱、半干旱地区使用。

（一）径流系数法

径流系数 α 是指降雨转化为径流的比例系数，对于某次暴雨洪水，求得流域平均雨量 P 和相应的地面径流深 R_s 后，则该次暴雨的 $\alpha = R_s/P$。分析多场暴雨洪水的 α，即可大致定出不同等级暴雨的 α 值。对于一个流域，暴雨越大，α 越大；反之，则小。显然，α 值应小于 1，因为降雨中总有一部分耗于植物截留、填洼、下渗等损失，不能形成径流。预报时，根据暴雨的大小选择相应的 α 值，即可求得预报的净雨。

（二）$P \sim P_a \sim R_s$ 三变量相关图法

图 2－4 是某流域的 $P \sim P_a \sim R_s$ 相关图。该图的绘制方法是：以次降雨量 P 为纵坐标，以相应的地面径流深 R_s 为横坐标，有一场洪水，便可按对应的 P，R_s 在图上绘一个点（图中的小数点），并把它的 P_a 值注在点旁，如图中各点所注的数字，然后按点群分布的总趋势，遵循下列规律，照顾大多数点子，绘出以 P_a 为参数的等值线，这就是该流域以 P_a 为参数的降雨地面径流相关图。从降雨径流成因分析，该图应符合下列规律：P 相同时，P_a 越大，损失愈小，R_s 愈大，故 P_a 等值线的数值是自左至右增大的；P_a 相同时，P 愈大，损失相对于 P 愈小，dR_s/dP 愈大，$P \sim R_s$ 线的坡度随 P 的增大而减缓，但也不应小于 45°，这是因为降雨总有下渗等损失，dR_s 总要小于 dP 之故。相关图作好后，应从总体上进行评定，看它的精度是否达到了预报的要求。如果达到了，则该图即可用于以后的净雨预报；否则，应检查原因，采取措施，使之达到要求的精度。

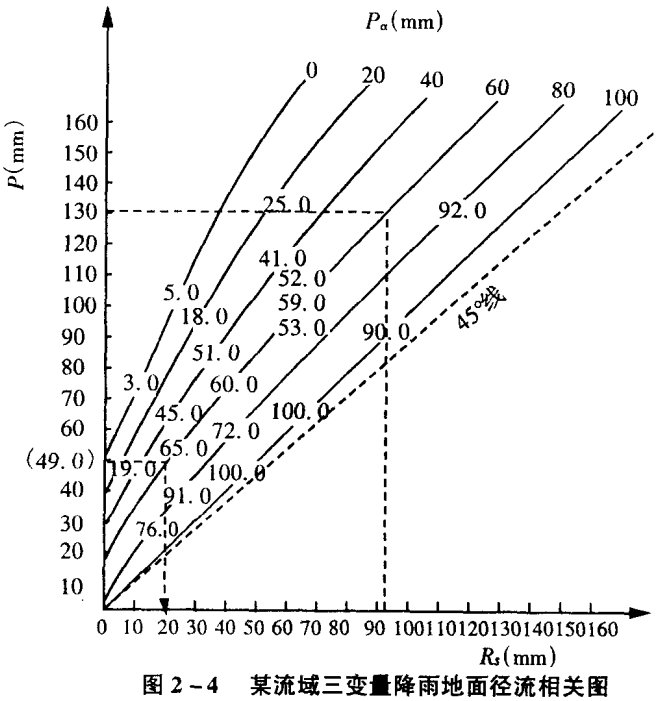


图 2－4　某流域三变量降雨地面径流相关图

$P \sim P_a \sim R_s$ 相关图作好后，就可根据降雨过程及降雨开始时的 P_a，在图上查出要预计的净雨过程。假设在图 2－4 的流域上有一次降雨，降雨开始时的 $P_a = 60$mm，第一时段降雨

49.0mm,第二时段降雨 81.0mm,则可在 $P_a = 60$mm 的线上,查得 $P = 49.0$mm 的 $R_s = 20.0$mm,$P = (49.0 + 81.0)$mm的 R_s 为 90.0mm,由此进一步算出第二时段的净雨为 92.0 - 20.0 = 72.0mm。如为多时段降雨,各时段净雨的查算方法可依此类推。若降雨开始时的 P_a 不在某一条等值线上,则用内插法查算。

有时会遇到降雨径流资料不多,相关点较少,按上法定线发生困难,此时可绘制简化的降雨径流相关图 $P + P_a \sim R_s$,如图 2-5 所示。因只绘一条曲线,就不觉得点子少了。

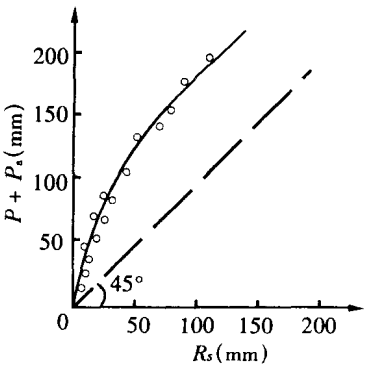


图 2-5 简化的降雨地面径流相关图 $P + P_a \sim R_s$

以 W 或 P_a 为参数的三变量相关图,一般只适用于我国湿润地区,对于干旱、半干旱地区,除考虑 P_a 外,还要考虑降雨强度等因素建立相关图。

(三) 多变量降雨径流相关图

在干旱、半干旱地区,降雨强度也是影响产流的重要因素,此时应在以 P_a 为参数的降雨径流相关图基础上,再增加由降雨历时、降雨发生月份等有关参数,制成包含更多变量的相关图。

二、蓄满产流模型法

从 60 年代开始,赵人俊等经过长期对湿润地区暴雨径流关系的研究,提出了蓄满产流模型以建立 $P \sim W \sim R$ 关系,计算总净雨过程,以及确定稳渗率 f_c,划分地面、地下净雨。

(一) 蓄满产流模型的基本概念和计算原理

蓄满产流是指这样特定的产流模式,降雨使含气层(地表至潜水面间的土层)土壤达到田间持水量之前不产流,这时称"未蓄满",此前的降雨全部用以补充土层的缺水量,不产生净雨;蓄满(土层水分达田间持水量)后开始产流,以后的降雨(除去雨期蒸发)全部变为净雨,其中下渗至潜水层的部分成为地下径流,超渗的部分成为地面径流。而且,因只有蓄满的地方才产流,故产流期的下渗为稳渗率 f_c。按这种模式产流的现象称蓄满产流。在逻辑上与之对应的是不蓄满产流,即土层未达田间持水量之前,因降雨强度超过入渗强度而产流,它不以蓄满与否作为产流的控制条件,称这种产流方式为超渗产流,将在下节学习。

蓄满产流以满足含气层缺水量为产流的控制条件。就流域中某点而言,蓄满前的降雨不产流,净雨量为零;蓄满后才产流,产流量(总净雨量)可以很简单地用下面的水量平衡方程计算:

$$R' = (P - E) - (W'_m - W') \tag{2-10}$$

式中,P,E——某点的降雨量和雨期蒸散发量(mm);

R'——该点有效降雨($P - E$)产生的总净雨深(mm);

W'_m——该点的蓄水容量(mm);

W'——该点降雨开始时的实际蓄水量(mm)。

上式是针对流域某一点的净雨计算方程。对于整个流域,因各点蓄满有早有晚,产流也有先有后,故作流域产流计算时,还要考虑降雨开始时的流域蓄水分布情况(近似用流域蓄水容量分布曲线表示),求得各点缺水量在流域上的分布,与式(2-10)合解,得流域的净雨深 R。

(二) 流域蓄水容量曲线及降雨总径流相关图

流域各点(微面积)都有自己的蓄水容量 W'_m,如果将全流域各点的 W'_m 自小至大排列,

计算出等于、小于某一 W'_m 的面积 F_R，并以流域面积 F 的相对值 F_R/F 表示，则可绘出如图 2-6(a)所示的 $W'_m \sim F_R/F$ 曲线，即上面所说的流域蓄水容量分布曲线，简称流域蓄水容量曲线。图中 W'_{mm} 为流域中最大的点蓄水容量，F_R/F 为小于、等于 W'_m 的面积占流域面积的比值。多数地区的经验表明，蓄水容量曲线的线型采用 b 次抛物线比较合适(也有采用幂函数形式的)，即

$$\frac{F_R}{F} = 1 - (1 - \frac{W'_m}{W'_{mm}})^b \tag{2-11}$$

根据流域蓄水容量 W_m 的定义，由上式可得

$$W_m = \frac{1}{F}\int_0^{W'_{mm}} W'_m \mathrm{d}F_R = \int_0^{W'_{mm}} W'_m \mathrm{d}(\frac{F_R}{F}) = \frac{W'_{mm}}{1+b} \tag{2-12}$$

而流域蓄水量 W，如图 2-6(a)所示，应为

$$W = \int_0^a (1 - \frac{W'_m}{W'_{mm}})^b \mathrm{d}W'_m \tag{2-13}$$

积分后，得与 W 相应的纵坐标 a 为

$$a = W'_{mm}[1 - (1 - \frac{W}{W_m})^{1/(1+b)}] \tag{2-14}$$

有了蓄水容量曲线，配合点蓄满产流方程(2-10)便可求得流域的降雨总径流相关图。现以图 2-6 为例说明如下：假设降雨开始时的流域蓄水量为 W，反映在流域蓄水容量曲线图 2-6(a)上就是面积 $0ABC0$。可以看出，A 点左边是蓄满的面积，各点蓄水量 W' 正好等于蓄水容量 W'_m；右边是未蓄满的面积，各点还缺($W'_m - W'$)的水量未蓄满。此时，若全流域上降一有效雨深($P-E$)，图中矩形面积 $KNEB$ 即为其总水量的体积。因为在这里用 1.0 表示流域总面积，故此体积亦等于($P-E$)。其中在曲线 AD 段的右边为仍未蓄满的部分，面积 $ADEB$ 代表这次降雨使流域增加的蓄水量 ΔW，即这次降雨的下渗等损失。AD 线的左边为降雨过程中蓄满的部分，由于超蓄形成了净雨深 R，即图上面积 $KNDA$ 等于点蓄满产流方程沿产流面积 $(F_R/F)_D$ 的积分，即

$$R = \int_0^{(F_R/F)} [P - E - (W'_m - W')]\mathrm{d}(\frac{F_R}{F}) \tag{2-15}$$

式中，$[P-E-(W'_m-W')]$ 为微面积 $\mathrm{d}(F_R/F)$ 上的净雨深，在 KA 之间 $W' = W'_m$，故它等于($P-E$)；在 AD 之间，各点起始的蓄水量相同，皆为 $W' = a$，尚缺水量为 $W'_m - W'$，故 $P-E$ 补充($W'_m - W'$)后剩余的才是净雨。依此原理，设不同的($P-E$)，可求得各相应的 R，于是可点绘出该 W 的($P-E$)$\sim R$ 关系曲线。仿此，每设一个 W，就有一条与之相应的($P-E$)$\sim R$ 线，将它们绘在一起，就成了图 2-6(b)所示的降雨总径流相关图($P\sim E$)$\sim W \sim R$。实际工作中，为快速准确，则用式(2-15)导出的下述公式计算净雨和绘制($P-E$)$\sim W \sim R$ 相关图：

当 $P - E + a \leqslant W'_{mm}$ 时，

$$R = P - E - W_m + W + W_m\left(1 - \frac{P - E + a}{W'_{mm}}\right)^{1+b} \tag{2-16a}$$

当 $P - E + a \geqslant W'_{mm}$ 时，

$$R = P - E - (W_m - W) \tag{2-16b}$$

式中，W_m，b 一定时，设 W，$P-E$，代入上式即可求得相应的 R，从而点绘出($P-E$)$\sim W \sim R$

相关图。

以上分析可以看出，影响相关图的参数有 W_m，b 和水面蒸发折算为流域蒸散发能力的系数 $K_{w,t}$。前两个是显而易见的，后者，由式(2-8)知，则是隐含在 W 中对 R 间接起作用。当这些都确定之后，相关图 $(P-E)\sim W\sim R$ 也就确定了。通常用优选的方法确定这些参数。即使最后选定的参数所确定的相关图，用来由实测降雨、蒸发资料推求的净雨深与相应的实测径流深相比，合格(误差小于允许误差)的次数最多。例如广东枫树坝流域，通过 47 场暴雨洪水资料优选得到的相关图参数为：W_m = 120mm，b = 0.7，1～6 月的 $K_{w,t}$ 为 1.1，7～9 月的为 0.9，10～12 月的为 0.8。合格的场数为 40 场，占总场数的 85.1%(称合格率)。

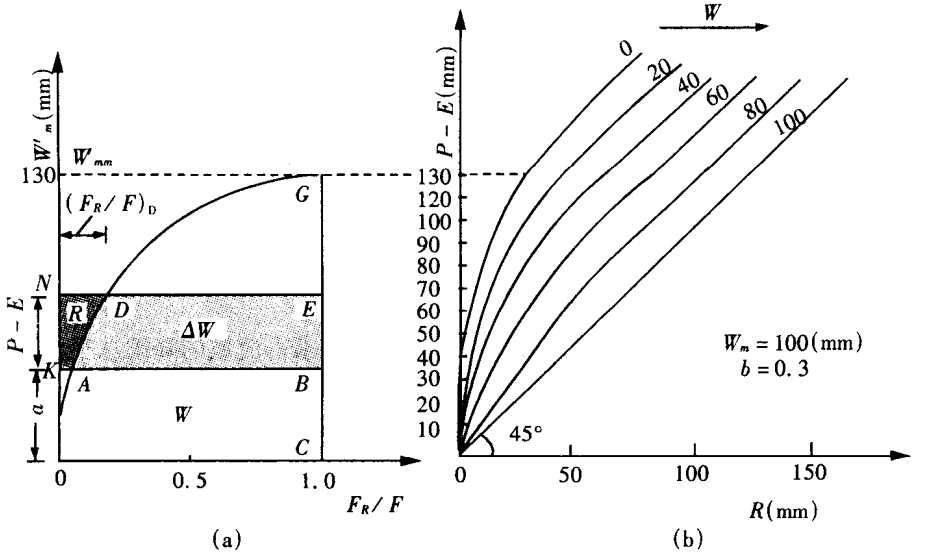


图 2-6 某流域蓄水容量曲线及降雨总径流相关图

(a)蓄水容量曲线；(b)降雨总径流相关图

(三) 应用降雨总径流相关图预报总净雨过程

以上建立的降雨径流相关图反映湿润地区产流的定量规律，即可用以由实测暴雨预报净雨过程。其作法与应用经验降雨径流相关图求净雨类似：①按已定的 $K_{w,t}$，由式(2-8)计算 W_t；②计算各时段有效雨量 (P_1-E_1)，(P_2-E_2)，(P_3-E_3)，…；③在参数为 $W=W_t$ 的 $(P-E)\sim R$ 线上查出 (P_1-E_1)，$(P_1-E_1)+(P_2-E_2)$，$(P_1-E_1)+(P_2-E_2)+(P_3-E_3)$，…的累积净雨深 R_1，(R_1+R_2)，$(R_1+R_2+R_3)$，…，如图 2-7 所示；④将时段末的 R 减时段初的，即得该时段的净雨深，例如 $R_1=R_1$，$R_2=(R_1+R_2)-R_1$，…，这就是所求的总净雨过程。

(四) 稳定下渗率 f_c 的计算及地面、地下净雨划分

地面、地下径流的汇流特性不同，汇流计算要求把总净雨划分为地面净雨过程和地下净雨过程。根据蓄满产流的概念，只需求得稳渗率 f_c，便可将总净雨划分为地面、地下两部分。

1. 稳渗率 f_c 的计算

按照蓄满产流的概念，仅在蓄满的面积上才产生净雨，其中超渗的部分形成地面径流 R_s，稳渗的部分形成地下径流 R_g，这些都能由实测径流过程线分割求得。因此，可根据水量平衡原理，由实测的 P，R_s，R_g 反求 f_c。

设流域上有一场降雨，各时段雨量为 $P_1, P_2, \cdots, P_i, \cdots, P_n$，其中仅当 $P_i - E_i > \Delta t_i f_c$ 时，才能产生地面净雨 $R_{s,i}$，其量显然为

$$R_{s,i} = R_i - \frac{F_{R,i}}{F}\Delta t_i f_c \tag{2-17}$$

将所有 $P_i - E_i > \Delta t_i f_c$ 的那些时段(设为 m)的 $R_{s,i}$ 相加，其总和应等于这次降雨的地面径流深 R_s，即

$$R_s = \sum_1^m R_{s,i} = \sum_1^m R_i - \sum_1^m \frac{F_{R,i}}{F}\Delta t_i f_c \tag{2-18}$$

由蓄满产流概念知，第 i 时段产流面积 $F_{R,i}$ 上的降雨($P_i - E_i$)全为径流，剩余面积($F - F_{R,i}$)上的全为损失，故该时段的流域产流量为

$$R_i = (P_i - E_i) F_{R,i}/F \tag{2-19}$$

上式代入式(2-18)，整理后即得

$$f_c = \frac{\sum_1^m R_i - R_s}{\sum_1^m \frac{R_i}{P_i - E_i}\Delta t_i} \tag{2-20}$$

式中，仅 f_c 和 m 为未知数，通过试算便可确定。方法是：参照降雨过程试设超渗雨时段数 m，计算这些时段的 $\sum_1^m R_i$ 和 $\sum_1^m [R_i/(P_i - E_i)]\Delta t_i$，代入式(2-20)，便可算出一个 f_c。依此检查超渗雨时段和非超渗雨时段，若与假设相符，f_c 即为所求；否则重新试算，现进一步举例说明。

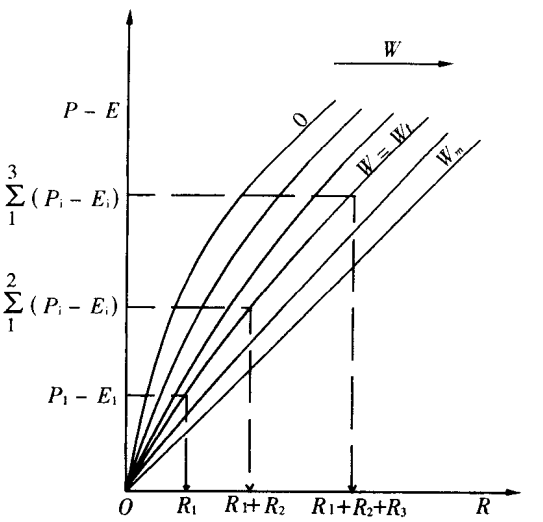


图 2-7　推求总净雨过程示意图

例 2-1　某流域有一次降雨，如表 2-3 第(2)、(3)栏所列，并由其流量过程线求得总径流深 $R = 120.5$mm，地面径流深 $R_s = 95.7$mm，地下径流深 $R_g = 24.8$mm，试求 f_c。

①从降雨径流相关图上求得各时段净雨深 R_i，如表中第(4)栏，其总和应与实测的总径流深相等。如果不等，则应以实测值为准予以修正。

②根据降雨强度的大小变化情况，设超渗雨为 1～5 时段，即 $m = 5$，将表中有关数值代入式(2-20)，得

$$f_c = \frac{\sum_1^m R_i - R_s}{\sum_1^m \frac{R_i}{P_i - E_i}\Delta t_i} = \frac{119.0 - 95.7}{10.11}\text{mm/h} = 2.3\text{mm/h}$$

按该 f_c 计算各时段的 $\Delta t_i f_c$，与($P_i - E_i$)对比，可见超渗雨时段正好是 1～5 时段，非超渗雨时段为 6～8 时段，与假设相符，故 $f_c = 2.3$mm/h 即为所求。

对各场洪水计算 f_c，综合分析后便可确定流域的 f_c 值。实际工作中，会遇到各场洪水的 f_c 变化较大，这主要是流域降雨很不均匀和各地降雨过程不一致所造成，若能考虑这一点，则

可使流域的 f_c 比较稳定。例如广东省枫树坝水库，集水面积为 5 150km^2，f_c 的变化范围为 1.0～1.5mm/h，取多数情况，可将 f_c 定为 1.2mm/h。

2. 地面、地下净雨的划分

f_c 确定之后，可按下述方法划分地面、地下净雨：

①计算各时段的 $\Delta t_i f_c$，与时段有效降雨（$P_i - E_i$）对照，判定哪些属超渗雨时段，哪些属非超渗雨时段。

②对于非超渗雨时段，总净雨全为地下净雨，故

$$\begin{cases} \text{地下净雨} & R_{g,i} = R_i \\ \text{地面净雨} & R_{s,i} = 0 \end{cases} \tag{2-21}$$

③对于超渗雨时段，产流面积上的下渗按 f_c 进行，故

$$\begin{cases} \text{地下净雨} & R_{g,i} = \dfrac{F_{R,i}}{F}\Delta t_i f_c = \dfrac{R_i}{P_i - E_i}\Delta t_i f_c \\ \text{地面净雨} & R_{s,i} = R_i - R_{g,i} \end{cases} \tag{2-22}$$

现继续上例（表 2-3），按 $f_c = 2.3$mm/h 求地面、地下净雨过程，结果如表中第(8)、(9)栏。

为了简化，也有把 f_c 作为全流域平均的稳渗率进行计算的。即将 R_i 与 $\Delta t_i f_c$ 相比较，当 $R_i \leqslant \Delta t_i f_c$ 时，R_i 全为地下净雨，$R_{g,i} = R_i$；$R_{s,i} = 0$；当 $R_i > \Delta t_i f_c$ 时，全流域按 f_c 下渗，$R_{g,i} = \Delta t_i f_c$，$R_{s,i} = R_i - R_{g,i}$。

上面讲的蓄满产流模型后来又发展为三水源产流模型，即将总净雨划分为地面径流，壤中流和地下径流三个部分，具体计算可参阅文献[7]。

表 2-3　　计算 f_c 及划分地面、地下净雨举例

时段序号	时段长度 Δt_i（h）	$(P_i - E_i)$（mm）	R_i（mm）	$\frac{R_i}{P_i - E_i}$	$\frac{R_i}{P_i - E_i} \times \Delta t_i$	按 $f_c = 2.3$mm/h 划分地面、地下净雨（mm）		
						$\Delta t_i f_c$	$R_{g,i}$	$R_{s,i}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	5	14.5	9.6	0.662	3.3	11.5	7.6	2.0
2	1	4.6	3.7	0.805	0.81	2.3	1.9	1.8
3	3	44.4	44.4	1	3	6.9	6.9	37.5
4	1	46.5	46.5	1	1	2.3	2.3	44.2
5	2	14.8	14.8	1	2	4.6	4.6	10.2
			$\sum = 119$		$\sum = 10.11$			
6	2	0	0	0	0	4.6	0	0
7	4	1.1	1.1	1	4	9.2	1.1	0
8	6	0.4	0.4	1	6	13.8	0.4	0
合 计		126.3	120.5				24.8	95.7

第五节　初损后损法预报地面净雨

一、基本原理

对于干旱、半干旱地区，土壤缺水量常常很大，且降雨强度往往也比较大，土层来不及“蓄满”就开始超渗产流。其洪水过程线表现为陡涨陡落，降雨停止，洪水也很快随之结束。在这里降雨形成净雨以超渗产流为主，应按超渗产流原理预报净雨，本节介绍的初损后损法就是其

中常用的方法之一。

如图 2－8 所示，图中 $i \sim t$ 为降雨过程线，$f \sim t$ 为下渗曲线，可见降雨时，不管土层是否蓄满，只要 $i > f$ 就产流。但产流量在这里只是超渗雨量（i 大过 f 的部分），所以是地面径流。至于地下产流，还应另行处理。这里的 $f \sim t$ 中还包括一些其他损失，如植物截留、填洼等，但数量不大，故一起并入 f 中考虑。

初损后损法将下渗损失过程简化为初损、后损两个阶段，如图 2－8 所示。降雨开始到出现超渗产流，这一段称作初损阶段，历时记为 t_0。这一阶段的降雨全部损失，用 I_0 表示，称初损。产流以后的降雨期为后损阶段，损失能力比初损阶段有所下降，并趋向稳定，该阶段的损失用超渗历时 t_s 内的平均下渗能力 $\bar{f}$（图中 t_s 内的水平虚线）来计算。当时段内 $i > \bar{f}$ 时，按 $\bar{f}$ 入渗，净雨量为 $P_i - \bar{f}\Delta t_i$；反之，$i \leqslant \bar{f}$ 时，按 i 入渗，如图中的 P'，全损失了，净雨等于零。依水量平衡原理，一场降雨所形成的净雨深可用下式计算：

$$R_s = P - I_0 - \bar{f} t_s - P' \tag{2-23}$$

式中，P——次降雨深（mm）；

R_s——P 形成的地面净雨深（mm），等于地面径流深；

I_0——初损（mm），包括初期下渗，植物截留、填洼等；

t_s——后损阶段的超渗历时（h）；

$\bar{f}$——t_s 内的平均下渗能力（mm/h），称平均后损率；

P'——后损阶段非超渗历时 t' 内的雨量（mm）。

各场暴雨的 I_0 及 $\bar{f}$ 并不相同，应通过实测暴雨洪水资料分析它们的变化规律，然后再依预报的具体情况，结合分析的这些规律，确定相应的 I_0 及 $\bar{f}$，进一步由降雨过程推算净雨过程。读者注意，本节所说的净雨，都指地面净雨。

二、初损 I_0 的确定

1. 由实测资料分析各场洪水的初损 I_0

流域较小时，降雨各处基本一致，出口断面洪水过程线的起涨点大体反映了产流开始的时刻。因此，如图 2－9 所示，在累积降雨过程线 $\sum P \sim t$ 上，起涨点 a 前的累积雨量就是初损 I_0。对于较大的流域，可在其中找小流域水文站，按上述方法确定 I_0。

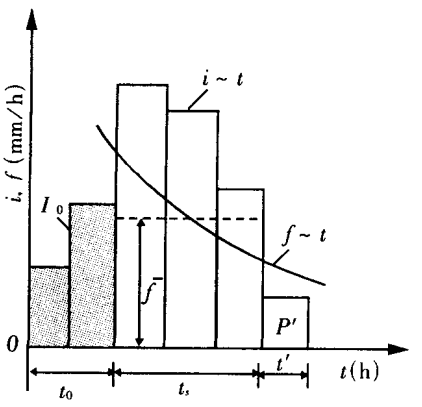


图 2－8　初损、后损示意图

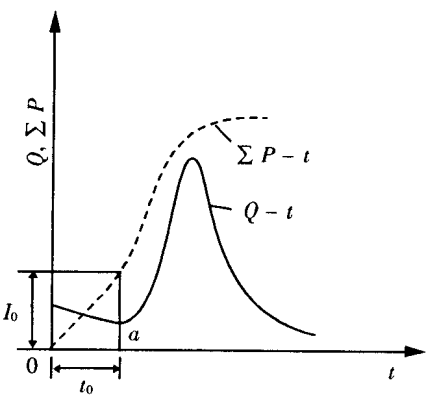


图 2－9　确定初损示意图

2. 综合分析 I_0 的变化规律及应用

初损 I_0 主要受以下因素影响：首先是前期流域蓄水量 W_0（或前期影响雨量 P_a），雨前 W_0 大，流域湿润，I_0 小；反之，流域干燥，I_0 大。再是降雨初期的平均雨强 i_0，i_0 大容易超渗，I_0 小；反之，I_0 大。还有季节变化的影响，月份 M 不同，土地利用情况和植被情况都不同，都会引起 I_0 的不同。因此，要根据流域的具体情况，选择适当的因素，建立它们与 I_0 的关系。例如图 2－10 就是湖南省沩水宁乡站流域的 $W_0 \sim M \sim I_0$ 关系曲线，利用此图，对于一次具体的降雨，W_0，M 为已知，因此可在 I_0 的关系图上直接查出该次降雨的初损值 I_0。图 2－11 是青海省湟水部分流域 $W_0 \sim i_0 \sim I_0$ 关系曲线，对于一次具体的降雨，W_0 是已知的，i_0 因为与初损 I_0 的历时有关，需要结合降雨情况试算确定。试算方法是：首先假定一个初损 I_0，从实测的降雨过程求出初损历时 t_0，算出初损阶段平均雨强 i_0，然后由此 i_0 与已知的 W_0 查 $W_0 \sim i_0 \sim I_0$ 关系曲线，若查得的 I_0 与假定的 I_0 一致，则 I_0 即为要求的初损值，否则重新试算。

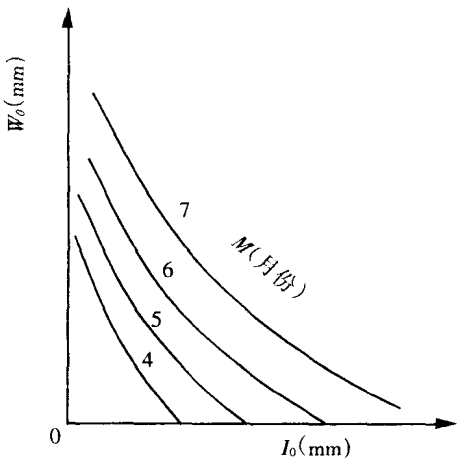


图 2－10　沩水宁乡站流域初损曲线

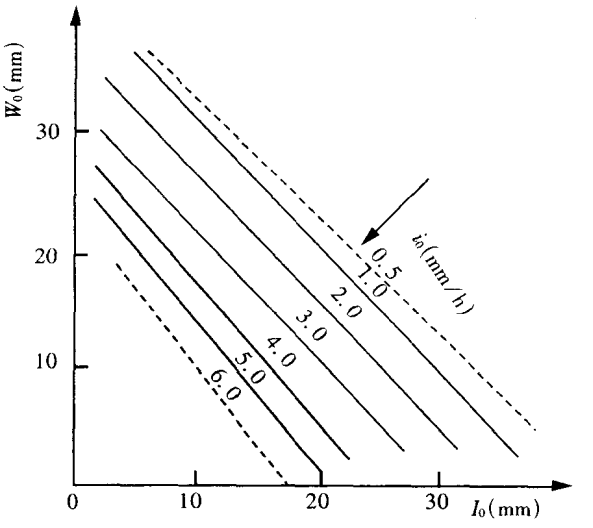


图 2－11　湟水部分流域初损曲线

三、平均后损率 $\bar{f}$ 的确定

1. 由实测资料分析各场洪水的 $\bar{f}$

由式(2－23)可导出平均后损率的计算式为

$$\bar{f} = \frac{P - R_s - I_0 - P'}{t_s} \quad (2-24)$$

对于实测暴雨洪水，P，R_s，I_0 为已知，P'，t_s，$\bar{f}$ 均与降雨过程有关，可类似上节求稳渗率 f_c 那样，按试算法求定。

2. 综合分析 $\bar{f}$ 的变化规律及应用

影响后损率 $\bar{f}$ 的因素主要有：前期流

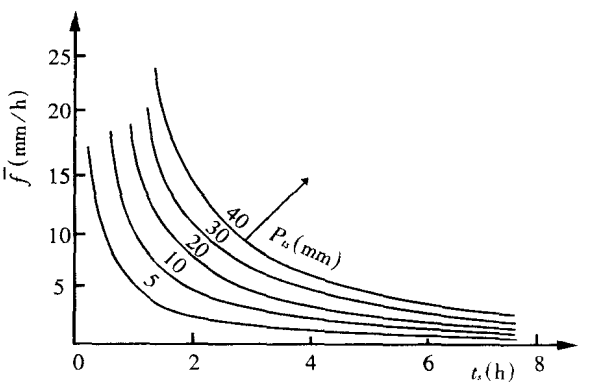


图 2－12　湟水部分流域 $\bar{f} \sim P_a \sim t_s$ 关系图

域蓄水量 W_0(或 P_a)、超渗历时 t_s、超渗期的雨量 P_{ts}等。W_0 大,代表降雨开始时流域湿润,下渗已接近稳渗,故后期下渗能力较小;反之,则大。后期降雨历时愈长,入渗水量增多,下渗能力下降,$\bar{f}$ 降低;反之,t_s 短,$\bar{f}$ 会比较高。超渗期雨量 P_{ts}大,对于一定的 t_s,则反映雨强大,地面积水多,从而导致$\bar{f}$ 增大;反之,$\bar{f}$ 减小。因此可在分析每场洪水的 $\bar{f}$,W_0,t_s,P_{ts}等因素的基础上,建立反映$\bar{f}$ 变化规律的关系图或公式,例如图 2-12 就是湟水部分流域 $\bar{f} \sim P_{ts} \sim t_s$ 关系曲线。

对某一具体的暴雨求 $\bar{f}$ 时,W_0,I_0 降雨过程为已知,通过试算即可确定 $\bar{f}$。例如使用 $\bar{f} \sim P_{ts} \sim t_s$ 关系图确定 $\bar{f}$,可按下面的步骤:①按上面介绍的方法确定该场暴雨的 I_0;②对 I_0 后的降雨,如图 2-8,设一 $\bar{f}$,可在降雨过程线上求得 t_s 及 P_{ts},由 t_s,P_{ts}再在 $\bar{f} \sim P_{ts} \sim t_s$ 图上查得一个 $\bar{f}$,若与假设的相等,所设的 $\bar{f}$ 即为所求。否则,重新试算。

四、预报地面净雨过程

有了初损 I_0 和平均后损率 $\bar{f}$ 的关系图之后,便可对已知的降雨过程采用初损后损法预报地面净雨过程,如表 2-4 所示。由降雨开始时的 W_0 及降雨过程,结合 $W_0 \sim i_0 \sim I_0$ 关系图试算得 $I_0 = 14.8$mm,由所得的 I_0 再结合 $\bar{f} \sim P_{ts} \sim t_s$ 关系图试算,得 $\bar{f} = 3.5$mm/h,从降雨开始累计至 10 时,降雨 14.8mm 为初损,列于第(3)栏。以后,如降雨强度 i 大于 3.5mm/h,则按该值计算损失;否则,$i \leqslant 3.5$mm/h,按降雨多少损失多少计算,结果列于第(4)栏。将第(2)栏降雨减(3),(4)栏损失值,得第(5)栏所示的地面净雨过程。

表 2-4　　初损后损法预报地面净雨过程计算表　　单位:mm

日.时	P_i	I_0	$\bar{f}\Delta t$	$R_{s,i}$	备　注
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1.7	0.0	0.0			$W_0 = 7.3$mm;
1.8	3.6	3.6			$i_0 = 4.9$mm/h;
1.9	4.7	4.7			$I_0 = 14.8$mm;
1.10	6.5	6.5			$P_{ts} = 29$mm
1.11	10.3		3.5	6.8	
1.12	7.1		3.5	3.6	
1.13	4.2		3.5	0.7	
1.14	3.8		3.5	0.3	
1.15	3.6		3.5	0.1	
1.16	1.9		1.9	0	
合 计	45.7	14.8	19.4	11.5	

第六节　流域汇流分析

流域降水在各点产生的净雨,经过坡地和河网汇集到流域出口断面,形成流域出口的径流过程,这个包括坡地和河网汇流的全过程称流域汇流。按净雨流至出口的途径和特性不同,汇流计算时,一般将它分为地面汇流和地下汇流。由地面净雨进行地面汇流计算,求得流域出口的地面径流过程;由地下净雨做地下汇流计算,求得出口的地下径流过程。二者叠加,即得计

算的整个径流过程。

地面径流是洪水的主要成分，将是汇流计算的重点，第六节、第七节主要讲地面汇流计算。地下径流是洪水的次要成分，仅在本节作扼要介绍。

一、等流时线及其在地面汇流分析中的应用

流域各点的地面净雨流到出口断面所经历的时间 τ 称为汇流时间。流域上汇流时间的最大值，即最远点的净雨流到出口的历时，称流域汇流时间(τ_m)。将流域上汇流时间 τ 相等的点子连成一条曲线，就是这里所说的等流时线，如图 2－13 中标有 $1\Delta\tau$，$2\Delta\tau$，…的虚线($\Delta\tau$ 为单位汇流时段长)。依此，$1\Delta\tau$ 线上 t 时刻的地面净雨，将在 $t+\Delta\tau$ 时刻同时流到出口；$2\Delta\tau$ 线上的地面净雨将在 $t+2\Delta\tau$ 时刻一起流到出口，等等。两条相邻等流时线间的面积称等流时面积，如图中依次表示的 F_1，F_2，F_3。

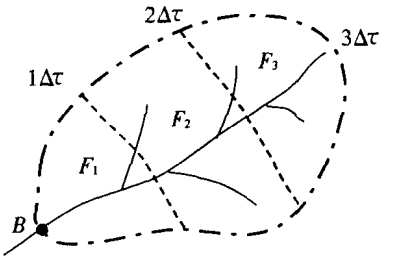


图 2－13　某流域等流时线示意图

等流时线是对地面汇流现象进行概化的一种设想，与实际情况有一定出入，但对于理解流域汇流的本质和原理是非常有益的，有助于我们去分析和处理许多汇流问题。另外，如果在此基础上进行某些修正，那么也还是一种很有用的汇流计算方法，例如美国至今还广泛应用的 C.O. 克拉克法就属此类。

下面只利用等流时线的概念，在不考虑流域调蓄作用下，分析图 2－13 流域上不同净雨情况下所形成的出口断面地面径流过程。根据地面净雨历时 T_s 的长短，分两种情况进行讨论。为计算上的方便，以下均取计算时段 Δt 等于单位汇流时段 $\Delta\tau$。

1. 地面净雨历时等于一个汇流时段($T_s=\Delta\tau=\Delta t$)

假设在图 2－13 所示的流域上有一次均匀的净雨，历时 $T_s=\Delta t$，净雨深为 R_s，净雨强度 $i_s=R_s/\Delta t$，它在流域出口 B 形成的地面径流过程，依等流时线原理可计算如下：

净雨开始 $t=0$ 时，雨水尚未汇集到出口，故此时断面 B 的地面径流流量 Q_0 为零，即

$$Q_0=0$$

第一时段末 $t=1\Delta t$ 时，最初降落在 $1\Delta\tau$ 线上的净雨一面向下流动，一面沿途不断地汇集 F_1 上持续着的净雨，当它到达出口时($t=1\Delta\tau$)，正好汇集了 F_1 上沿途产生的地面净雨。因此，第一时段末出口 B 的地面径流流量 Q_1 为

$$Q_1=\frac{R_s}{\Delta t}F_1=i_sF_1$$

第二时段末 $t=2\Delta t$ 时，最初降落在 $2\Delta\tau$ 线上的净雨，一面向下流动，一面沿途不断地汇集 F_2 上持续着的净雨，当它到达 $1\Delta\tau$ 线的位置时，净雨停止，这时它所汇集的地面径流流量为($R_s/\Delta t$)F_2，以后因整个流域净雨停止，所以再向下运动时，将不继续汇集雨水，该流量再经过 Δt 后，即在 $t=2\Delta t$ 的时刻到达出口，故第二时段末 B 断面的地面径流流量 Q_2 为

$$Q_2=\frac{R_s}{\Delta t}F_2=i_sF_2$$

第三时段末 $t=3\Delta t$ 时，与上面同样的道理，可知 B 断面的地面径流流量 Q_3 为

$$Q_3=\frac{R_s}{\Delta t}F_3=i_sF_3$$

第四时段末 $t=4\Delta t$ 时，因净雨最末时刻（$t=\Delta t$）降落在流域最远点的净雨，正好经过 $3\Delta t$，即在 $t=4\Delta t$ 时刻流过出口，故此时断面 B 的地面径流流量 Q_4 为零，R_s 在流域出口所形成的地面径流过程结束，即

$$Q_4=0$$

将上述计算结果绘成地面径流过程线 $Q\sim t$，如图 2－14(a)所示。Q_2 为洪峰流量，它是由部分流域面积 F_2 上的净雨汇集而成的，称部分汇流造峰。

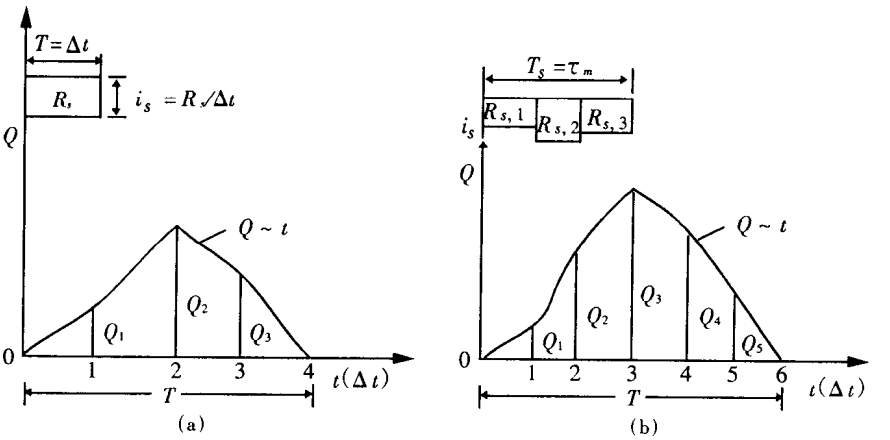


图 2－14　地面径流过程线形成的分析

(a)$T_s<\tau_m$ 的部分汇流情况；(b) $T_s=\tau_m$ 的全面汇流情况

2. 地面净雨历时多于一个汇流时段（$T_s\geqslant 2\Delta t$）

假设图 2－13 所示的流域上有另外一次净雨过程，历时等于 3 个时段，即 $T_s=3\Delta t$，各时段地面净雨深依次为 $R_{s,1}$，$R_{s,2}$，$R_{s,3}$，折算为净雨强度为 $i_{s,1}=R_{s,1}/\Delta t$，$i_{s,2}=R_{s,2}/\Delta t$，$i_{s,3}=R_{s,3}/\Delta t$，它们各自在流域出口形成的地面径流过程，可用与上面完全相同的方法求得，如表2－5所示。因 $R_{s,1}$，$R_{s,2}$，…相继错后一个 Δt，故各自的地面径流过程也依次推后一个时段，如表中的(4)～(6)栏。将同时出现在出口的流量叠加，得整个净雨（$R_{s,1}+R_{s,2}+R_{s,3}$）在出口的地面径流过程，列于表中第(7)栏。

在表 2－5 中第三时段末的流量 Q_3 是全流域 $F_1+F_2+F_3$ 上的净雨同时汇集到出口所形成，故称此为全面汇流造峰。依上述计算结果绘成过程线，如图 2－14(b)所示。

表 2－5　　按等流时线原理计算地面径流过程示例（$T_s=\tau_m$）

时间 $t(\Delta t)$	净雨 $R_{s,j}$	净雨强度 $i_{s,j}$	各时段净雨的地面径流过程			整个净雨在流域出口的地面径流过程 Q_i
			$R_{s,1}$	$R_{s,2}$	$R_{s,3}$	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0			0			$Q_0=0$
1	$R_{s,1}$	$i_{s,1}$	$i_{s,1}F_1$	0		$Q_1=i_{s,1}F_1$
2	$R_{s,2}$	$i_{s,2}$	$i_{s,1}F_2$	$i_{s,2}F_1$	0	$Q_2=i_{s,1}F_2+i_{s,2}F_1$
3	$R_{s,3}$	$i_{s,3}$	$i_{s,1}F_3$	$i_{s,2}F_2$	$i_{s,3}F_1$	$Q_3=i_{s,1}F_3+i_{s,2}F_2+i_{s,3}F_1$
4			0	$i_{s,2}F_3$	$i_{s,3}F_2$	$Q_4=i_{s,2}F_3+i_{s,3}F_2$
5			0	0	$i_{s,3}F_3$	$Q_5=i_{s,3}F_3$
6					0	$Q_6=0$

从以上分析中，可以归纳出以下几个主要概念：

①一个时段的净雨在流域出口断面所形成的地面径流过程，就等于该净雨强度 i_s 与各块等流时面积 F_j 依次相乘，即 $Q_j = i_s F_j$。

②多时段净雨在流域出口形成的地面径流过程，等于它们各自在出口形成的地面径流过程叠加。

③地面径流总历时 T 应等于净雨历时 T_s 与流域汇流时间 τ_m 之和，即

$$T = T_s + \tau_m \tag{2-25}$$

二、地下净雨汇流计算

下渗的雨水有一部分将渗透到地下潜水面，沿着水力坡度最大的方向流入河网，汇至出口，形成地下径流过程。许多分析资料表明，可以把这种汇流概括为地下水库的调蓄作用，即把地下净雨作为地下水库的入流，调节后的水库出流就是流域出口的地下径流过程。近似认为地下水库的蓄量 W_g 与其出流 Q_g 的关系为线性函数，如式(2-27)，于是与地下水库的水量平衡方程(2-26)联解，即可求得地下径流过程。对某一时段 Δt，该方程组为

$$1\,000 R_g F - \frac{1}{2}(Q_{g,1} + Q_{g,2}) 3\,600 \Delta t = W_{g,2} - W_{g,1} \tag{2-26}$$

$$W_g = 3\,600 K_g Q_g \tag{2-27}$$

联解得

$$Q_{g,2} = \frac{0.278F}{K_g + 0.5\Delta t} R_g + \frac{K_g - 0.5\Delta t}{K_g + 0.5\Delta t} Q_{g,1} \tag{2-28}$$

式中，$Q_{g,1}$ $Q_{g,2}$——时段 Δt(h)初、末地下径流流量(m^3/s)；

R_g——Δt 内的地下净雨深(mm)，它与流域面积 $F(km^2)$ 的乘积 $R_g F$ 代表 Δt 内的地下水库入流水量(m^3)；

K_g——地下水库的蓄泄系数，近似代表地下汇流时间(h)；

W_g——地下水库蓄水量(m^3)。

如为单峰洪水，洪水开始时的起涨流量就是地下径流流量 $Q_{g,1}$，然后根据地下净雨过程 $R_g \sim t$，便可由式(2-28)逐时段演算出整个地下径流过程，具体作法如表 2-6 所示。该流域面积 $F = 5\,290 km^2$，由多次退水过程分析得 $K_g = 228h$。1965 年 4 月该流域发生一次暴雨洪水，起涨流量为 $50m^3/s$，并通过产流计算求得该次暴雨产生的地下净雨过程 R_g，列于表中第(2)栏。取 $\Delta t = 6h$，同 K_g 一起代入式(2-28)得该流域的地下径流演算方程为

$$Q_{g,2} = \frac{0.278 \times 5\,290}{228 - 0.5 \times 6} R_g + \frac{228 - 0.5 \times 6}{228 + 0.5 \times 6} Q_{g,1} = 6.366 R_g + 0.974 Q_{g,1}$$

由起始流量 $Q_{g,1} = 50m^3/s$ 和 $R_g = R_{g,1}$，从开始向后逐时段连续演算，即得第(5)栏所示的整个地下径流过程。

当产流计算不能给出地下净雨过程时，如前面讲的初损后损法，此时一般只能采用简化的方法推求流域出口的地下径流过程。常用的方法是：根据斜线分割基流或水平线分割基流的概念，以洪水的起涨流量为起点，把地下径流过程概括为一条上斜的直线或一条水平线。

第七节　单位线法预报流域出口洪水过程

单位线法有许多种，本节讲的实际上是指 L.K. 谢尔曼提出的单位线法。为与瞬时单位

线法相区别，也常称本节所讲的为时段单位线法，或简称单位线法。该法简明易用，效果较好，在具有一定实测流量资料的流域，无论做水文预报还是求设计洪水，都得到了广泛的应用。

表 2-6　　某流域一次雨洪的地下径流过程计算表

月.日.时	地下净雨深 R_g(mm)	$6.366R_g$(m^3/s)	$0.974Q_{g,1}$(m^3/s)	$Q_{g,2}$(m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
4.16.14				50
20	3.3	21	49	70
17.2	8.1	52	68	120
8	8.1	52	117	169
14	3.2	20	164	184
20			179	179
18.2			174	174
8			169	169
⋮			⋮	⋮

一、单位线的定义与基本假定

一个流域上，单位时段 Δt 内均匀降落单位深度(一般取 10mm)的地面净雨，在流域出口断面形成的地面径流过程线，定义为单位线 $q \sim t$，如图 2-15 所示。

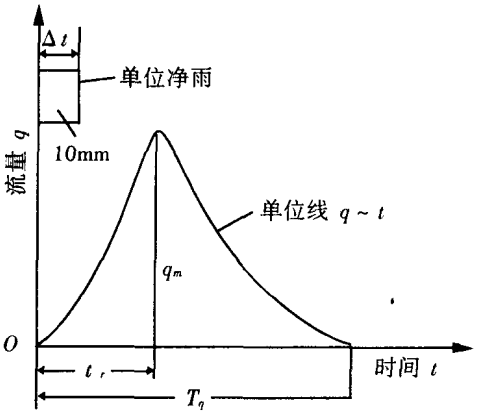


图 2-15　单位线示意图

单位线时段取多长，将依流域洪水特性而定。流域大，洪水涨落比较缓慢，Δt 取得长一些；反之，Δt 要取得短一些。Δt 一般取为单位线涨洪历时 t_r 的 1/2～1/3，即 $\Delta t = (1/2 \sim 1/3)t_r$，以保证涨洪段有 3～4 个点子控制过程线的形状。在满足以上要求下，并常按 1h，3h，6h，12h 选取 Δt。

由于实际净雨几乎都不正好是一个时段和一个单位深度，因此无论是由实测资料求单位线，或是用单位线求洪水过程，都必须寻求暴雨洪水与单位线间的联系，以及相互转化的原理和方法。根据大量的资料分析，近似地把这种关系概括为下面的两项基本原理，并称之为单位线的两项基本假定，即：

1. 倍比假定

如果一个流域上有两次降雨，它们的净雨历时 T_s 相同，例如都是一个单位时段 Δt，但地面净雨深不同，分别为 $R_{s,1}$，$R_{s,2}$，则它们各自在流域出口形成的地面径流过程线 $(Q \sim t)_1$、$(Q \sim t)_2$(图 2-16)的洪水历时相等，即

$$T_a = T_b = T \tag{2-29}$$

并且相应流量成比例，皆等于 $R_{s,1}/R_{s,2}$，即流量与净雨呈线性关系：

$$\frac{Q_{1-1}}{Q_{2-1}} = \frac{Q_{1-2}}{Q_{2-2}} = \cdots = \frac{R_{s,1}}{R_{s,2}} \tag{2-30}$$

根据这个假定，显然，当流域实测资料中有单位时段净雨的地面径流过程时，假若就是图 2-16 中的 $(Q \sim t)_2$，那么会很容易地求得 Δt 内净雨 10mm 的单位线。即将该过程线的纵坐标值统统乘以净雨深之比 $10/R_{s,2}$，这就是所要推求的单位线；反之，若要推求单位时段 Δt 内

净雨深 R_s 的地面径流过程线，那么将单位线的纵坐标值统统乘以 $R_s/10$ 便可得到。

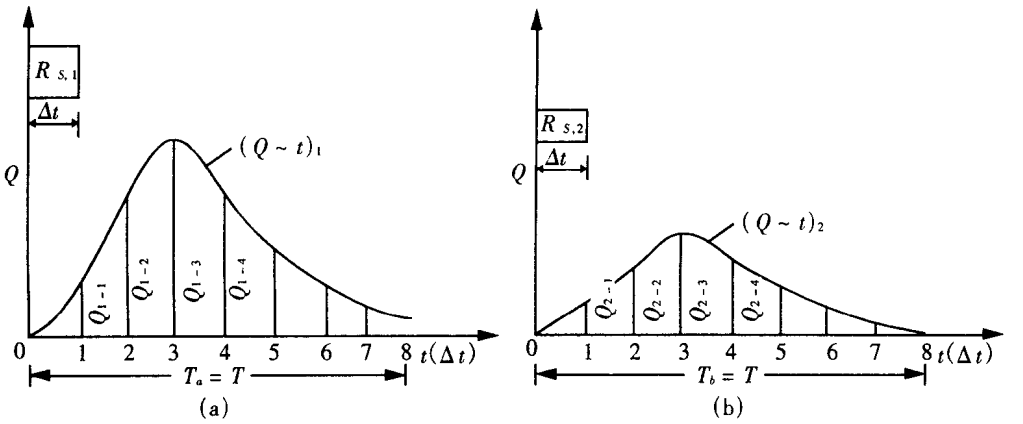


图 2－16　净雨历时相同，净雨深不同的地面径流过程线

(a)净雨历时 Δt，净雨深 $Rs,1$；(b)净雨历时 Δt，净雨深 $Rs,2$

2. 叠加假定

若流域上有一次降雨，净雨历时不止一个单位时段，例如有两个时段，各时段的净雨深为 $R_{s,1}$，$R_{s,2}$，则该次降雨在出口形成的地面径流过程线 $Q \sim t$，如图 2－17 所示，应等于 $R_{s,1}$，$R_{s,2}$ 各自在出口形成的地面径流过程线 $(Q \sim t)_1$，$(Q \sim t)_2$ 按时程叠加，即

$$\begin{cases} Q_0 = 0 \\ Q_1 = Q_{1-1} \\ Q_2 = Q_{1-2} + Q_{2-1} \\ Q_3 = Q_{1-3} + Q_{2-2} \\ \cdots\cdots \end{cases} \qquad (2-31)$$

式中，Q_0，Q_1，Q_2，…分别代表流域出口断面第 0，1，2，…时段末的总的地面径流流量，Q_{1-1}，Q_{1-2}，…分别代表第一时段净 $R_{s,1}$ 产生的地面径流过程 $(Q \sim t)_1$ 在从该净雨时段开始起算的第 1，2，…时段末的流量，即前一个脚标代表净雨发生时段序号，后一个脚标代表流量发生的相对时间序号，其他依此类推。例如，Q_{2-3} 是指第 2 时段净雨在从它开始起算的第 3 个时段末产生的流量。

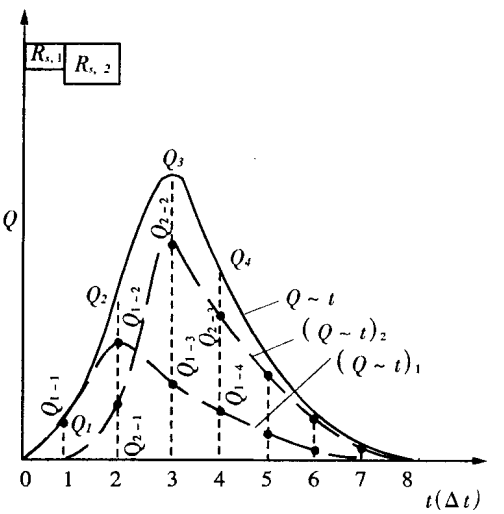


图 2－17　地面径流过程线叠加示意图

以上两项假定，读者也可以从等流时线原理得到说明。根据这两条基本假定，就能解决多时段净雨推求单位线和预报洪水的问题。

二、单位线的推求

推求单位线是根据实测的流域降雨和相应的出口断面流量过程，运用单位线的两项基本假定来反求。一般用缩放法、分解法和试错优选法等。

1. 缩放法

如果流域上恰有一个单位时段且分布均匀的净雨 R_s 所形成的一个孤立洪峰。那么，只要从这次洪水的流量过程线上割去地下径流，即可得到这一时段降雨所对应的地面径流过程线 $Q \sim t$ 和地面净雨 R_s（等于地面径流深）。利用单位线的第一假定——倍比假定，对 $Q \sim t$ 按倍比 $10/R_s$ 进行缩放，便可得到所推求的单位线 $q \sim t$。

2. 分解法

如流域上的某次洪水系由几个时段的净雨所形成，则需用分解法求单位线。此法是利用前述的两项基本假定，先把实测的总的地面径流过程分解为各时段净雨的地面径流过程，再像缩放法那样求得单位线。下面以表 2-7 为例说明其方法步骤。

表 2-7　　某河某站 1965 年 7 月一次洪水的单位线计算

时间		实测流量	地下径流	地面径流	流域降雨	地面净雨 R_s	各时段净雨的地面径流(m^3/s)		计算的单位线 $q_{计}$	修正后的单位线 q	用单位线还原的地面径流 $Q_{还原}$
月.日.时	时段 (Δt)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(mm)	(mm)	12.4mm	5.9mm	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
7.21.6	0	80	80	0	32.2	12.4	0		0	0	0
12	1	110	81	29	15.7	5.9	29	0	23	23	29
18	2	1 860	82	1 778			1 764	14	1 423	1 423	1 779
22.0	3	1 120	83	1 037			198	839	160	338	1 259
6	4	682	84	598			504	94	407	215	466
12	5	464	85	379			139	240	112	157	322
10	6	335	86	249			183	66	148	110	229
23.0	7	258	87	171			84	87	68	78	162
6	8	194	88	106			66	40	53	50	100
12	9	148	89	59			28	31	23	25	61
18	10	122	90	32			19	13	15	13	37
24.0	11	105	91	14			5	9	4	0	8
6	12	92	92	0				2			0
合　计				4 452（合 18.3 mm）	47.9	18.3			2 436（合 10.0 mm）	2 432（合 10.0 mm）	4 460（合 18.3 mm）

表 2-7 第(6)栏为某水文站以上流域（流域面积 $F = 5\ 253 km^2$）1965 年 7 月 21 日的一次降雨过程，第(3)栏是实测的流量过程。现从这次实测的资料中分析 6h10mm 净雨的单位线。

第一步，分割地下径流，求地面径流过程及地面径流深。用该流域的地下径流标准退水曲线求得该次洪水的地面径流终止点在 24 日 6 时，按斜线分割法求得地下径流过程，列于表中第(4)栏。第(3)栏减去第(4)栏，得第(5)栏的地面径流过程 $Q \sim t$，于是可求得总的地面径流深 R_s 为

$$R_s = \frac{\Delta t \sum Q_i}{F} = \frac{6 \times 3\ 600 \times 4\ 452}{5\ 253 \times 1\ 000^2} \times 1\ 000 = 18.3 mm$$

第二步，求地面净雨过程。7 月 21 日的流域前期影响雨量 P_a 为 59.2mm，应用该流域的

降雨地面径流相关图，由第(6)栏的降雨查得各时段的地面净雨深分别为 12.7mm 和 6.1mm，其总和为 18.8mm，比实测的 18.3mm 略有偏大，故应进行修正。即用 18.3/18.8 的比值乘以 12.7mm 和 6.1mm，得修正后的地面净雨过程，列于表中第(7)栏，其总和正好等于实测的地面径流深。

第三步，推求单位线。首先，联合使用假定 1 和假定 2，将总的地面径流过程分解为 12.4mm($R_{s,1}$)产生的和 5.9mm($R_{s,2}$)产生的地面径流。总的地面径流过程从 21 日 6 时开始，依次记为 $Q_0, Q_1, Q_2, \cdots$；$R_{s,1}$的记为 $Q_{1-0}, Q_{1-1}, Q_{1-2}, \cdots$；$R_{s,2}$的则是从 21 日 12 时开始(错后一个时段)，依次记为 $Q_{2-0}, Q_{2-1}, Q_{2-2}, \cdots$。由假定 2，$Q_{1-0}=0$，再根据假定 1 判知 $Q_{2-0}=(R_{s,2}/R_{s,1})Q_{1-0}=0$。重复使用假定 2，$Q_1=29=Q_{1-1}+Q_{2-0}=Q_{1-1}+0$，即得 $Q_{1-1}=29\text{m}^3/\text{s}$；再由假定 1，$Q_{2-1}=(R_{s,2}/R_{s,1})\times Q_{1-1}=(5.9/12.4)\times 29=14\text{m}^3/\text{s}$。如此反复使用单位线的两项基本假定，便可求得第(8)、(9)栏所列的 12.4mm 及 5.9mm 净雨分别产生的地面径流过程。然后，运用假定 1，对第(8)栏乘以 10/12.4 便可计算出单位线 $q_{计}$，列于第(10)栏。该栏数值也可由第(9)栏乘 10/5.9 而得。

第四步，对上步计算的单位线 $q_{计}$检查和修正。由于单位线的两项假定并不完全符合实际等原因，上步计算的单位线有时出现不合理的现象，例如计算的单位线径流深不正好等于 10mm，或单位线的纵坐标出现上下跳动〔表 2-7 第(10)栏便是如此〕，或单位线历时 T_q 不能满足下式的要求：

$$T_q = T - T_s + 1 \tag{2-32}$$

式中，T_q——单位线历时(时段数)；

T——洪水的地面径流历时(时段数)；

T_s——地面净雨历时(时段数)。

若出现上述不合理情况，则需修正，使最后确定的单位线径流深正好等于 10mm，底宽等于($T-T_s+1$)，形状为光滑的铃形曲线，并且使用这样的单位线作还原计算，即用该单位线由地面净雨推算地面径流过程〔如表中第(12)栏〕，与实测的地面径流过程相比，误差最小。根据这些要求对第(10)栏计算的单位线进行检验和修正，得第(11)栏最后确定的单位线 $q\sim t$。它的地面径流深正好等于 10mm，底宽等于 11 个时段，其形状如图 2-18 所示，为光滑的铃形曲线。

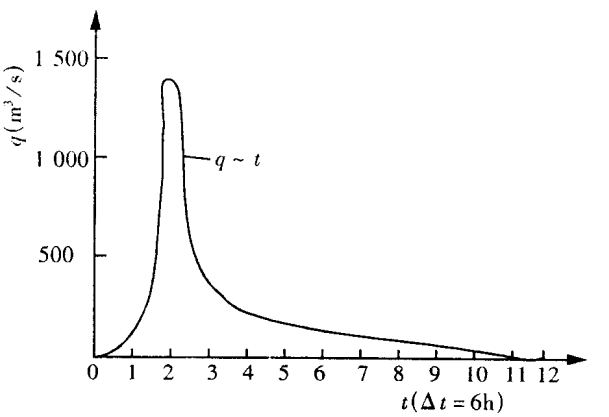


图 2-18　某水文站 1965 年 7 月一次洪水的单位线

3. 试错优选法

当地面净雨有 3 个或 3 个以上时段时，用分解法推求单位线常因计算过程中误差累积太快，使解算工作难以进行到底，这种情况下比较有效的办法是改用试错优选法。

试错优选法就是先假定一条单位线，按假定 1 计算各时段净雨的地面径流过程，然后再按假定 2 将各时段净雨的地面径流过程按时程叠加，得到计算的总地面径流过程，若能与实测的地面径流过程较好地吻合，则所设单位线即为所求。否则，对原假设单位线予以调整，重新试算，直至吻合最好为止。该法应用电子计算机进行颇为方便，正在得到更广泛的运用。

三、单位线的时段转换

分析单位线时使用的时段，有时不一定符合实用要求。例如降雨记录只有四段制的，即每6h观测一次，由此可分析得6h单位线，但实用上则需3h的单位线，这就是单位线的时段转换问题。单位线时段转换的方法有多种，视情况不同而采用不同的方法，其中最常用的是 S 曲线法。

所谓 S 曲线，就是流域上保持一个强度恒为 10mm/Δt 的净雨，在流域出口形成的地面径流过程线 $S(t)$，如图2-19所示，其形状很像英文字母 S，故称 S 曲线。

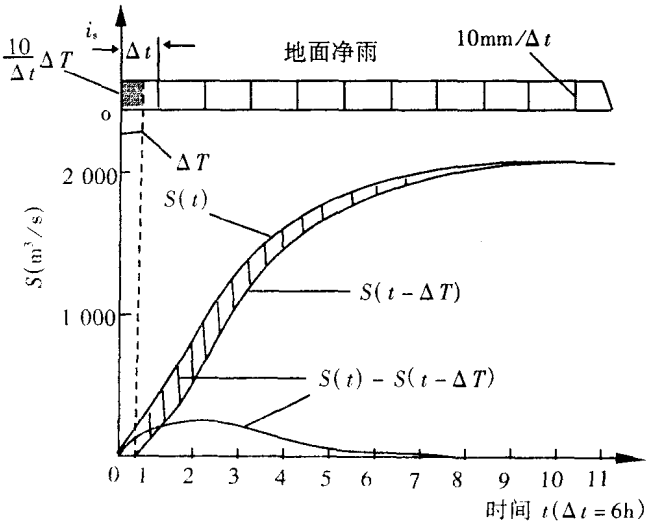


图2-19　单位线时段转换

由单位线原理不难证明，$S(t)$ 曲线就是单位线纵标沿时程的累积曲线，即

$$S(t)=\sum_{j=0}^{m} q_j(\Delta t,t) \qquad (2-33)$$

式中，$S(t)$ 为第 m 个时段末（$t=m\Delta t$）的 $S(t)$ 曲线纵标值；$q_j(\Delta t,t)$ 为 Δt 内净雨 10mm 单位线 $q(\Delta t,t)$ 在第 j 时段末（$t=j\Delta t$）的纵标值。显然，将 $S(t)$ 线向右平移时段 ΔT，即得图2-19中另一 S 曲线 $S(t-\Delta T)$，它代表错后 ΔT 开始的持续强度为 10mm/Δt 的净雨在出口形成的地面径流过程线。由此自然会想到：$q'(t)=[S(t)-S(t-\Delta T)]$ 必为时段 ΔT 内净雨（10mm/Δt）ΔT 所形成的地面径流过程，因此，由单位线假定1：

$$\frac{q(\Delta T,t)}{q'(t)}=\frac{q(\Delta T,t)}{S(t)-S(t-\Delta T)}=\frac{10}{(10/\Delta t)\Delta T} \qquad (2-34)$$

便可得到时段为 ΔT 的单位线 $q(\Delta T,t)$ 的计算式：

$$q(\Delta T,t)=\frac{\Delta t}{\Delta T}[S(t)-S(t-\Delta T)] \qquad (2-35)$$

依此，即可将时段为 Δt 的单位线转换为时段为 ΔT 的单位线了。现以表2-8为例，进一步说明于下：表中(1)，(2)栏为 $\Delta t=6$h 的单位线 $q(\Delta t,t)$；第(3)栏为原单位线的 $S(t)$ 曲线（图2-19）上读取的数值；为推求 $\Delta T=3$h 的单位线 $q(\Delta T,t)$，现将 $S(t)$ 曲线向后平移3h，得第(4)栏的 $S(t-3)$；$S(t)-S(t-3)$ 得第(5)栏，显见它是3h净雨5mm形成的地面径流过程；故乘以 $\Delta t/\Delta T=2$，即得第(6)栏要推求的3h单位线。

四、单位线法存在的问题及处理方法

单位线的两个假定是近似的，并不完全符合实际。因此，一个流域上各次洪水分析的单位线常常有些不同，有时差别还比较大。那么，在洪水预报或推求设计洪水时，到底该选哪条单位线呢？为解决这一问题，必须分析单位线存在差别的原因并采取妥善的处理办法。

1. 净雨强度对单位线的影响及处理方法

理论和实践都表明，其他条件相同时，净雨强度越大，流域汇流速度越快，用这样的洪水分析出来的单位线的洪峰比较高，峰现时间也提前；反之，由净雨强度小的中小洪水分析单位线，

洪峰低，峰现时间也要滞后，如图 2－20(a)所示。针对这一问题，目前的处理方法是：分析出不同净雨强度的单位线，并研究单位线与净雨强度的关系。进行预报或推求设计洪水时，可根据具体的净雨强度选用相应的单位线。

表 2－8　　不同时段单位线转换计算表　　单位：m^3/s

时　段 ($\Delta t=6h$)	原 6h 单位线 $q(\Delta t,t)$	$S(t)$	$S(t-3)$	$S(t)-S(t-3)$	3h 单位线 $q(\Delta T,t)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0	0	0		0	0
		185	0	185	370
1	430	430	185	245	490
		765	430	335	670
2	630	1 060	765	295	590
		1 280	1 060	220	440
3	400	1 460	1 280	180	360
		1 600	1 460	140	280
4	270	1 730	1 600	130	260
		1 830	1 730	100	200
5	180	1 910	1 830	80	160
		1 980	1 910	70	140
6	118	2 028	1 980	48	96
		2 070	2 028	42	84
7	70	2 098	2 070	28	56
		2 120	2 098	22	44
8	40	2 138	2 120	18	36
		2 147	2 138	9	18
9	16	2 154	2 147	7	14
		2 154	2 154	0	0
10	0	2 154	2 154		
		2 154	2 154		

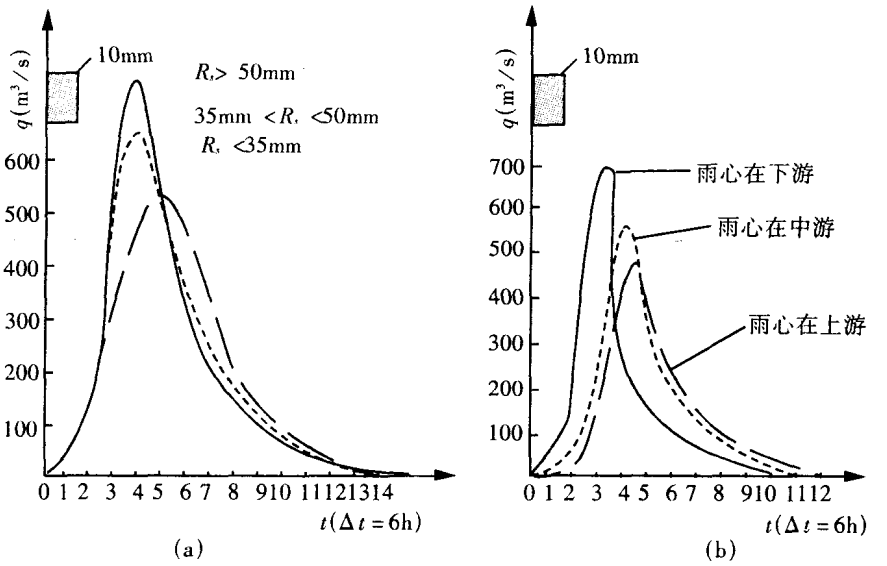


图 2－20　单位线受地面净雨强度及暴雨中心位置影响

(a)受地面净雨强度影响(R_s 为地面净雨量)；(b)受暴雨中心位置影响

2. 净雨地区分布不均匀的影响及处理方法

同一流域，净雨在流域上的平均强度相同，但当暴雨中心靠近下游时，汇流途径短，河网对洪水的调蓄作用减少，从而使单位线的峰偏高，出现时间提前；相反，暴雨中心在上游时，大多数的雨水要经过各级河道的调蓄才流到出口，这样使单位线的峰较低，出现时间推迟，如图2-20(b)所示。针对这种情况，应当分析出不同暴雨中心位置的单位线，以便洪水预报和推求设计洪水时，根据暴雨中心的位置选用相应的单位线。

当一个流域的净雨强度和暴雨中心位置对单位线都有明显影响时，则要对每一暴雨中心位置分析出不同净雨强度的单位线，以便将来使用时能同时考虑这两方面的影响。

以上是单位线法的两个主要问题及处理方法。除此之外，也可能还会遇到其他问题，例如暴雨移动路线的影响，则应分析其影响程度和原因，采取相应的对策。

五、应用单位线预报洪水过程

应用单位线预报洪水过程的原理，仍然是单位线的基本概念和两项基本假定，现结合表2-9的示例，说明其计算步骤如下：①根据第(2)栏流域降雨用初损后损法推算地面净雨过程，列于该表第(3)栏。②根据该次降雨和净雨的情况选择相应的单位线，列于表中第(4)栏。③按照假定1，用单位线求各时段净雨的地面径流过程，结果列于表中第(5)，(6)栏。④按假定2将第(5)，(6)栏的同时刻流量叠加，得总的地面径流过程，列于第(7)栏。⑤计算地下径流过程，该站的地下径流比较稳定，且量不大，近似取起涨流量70m³/s作为本次洪水期间的地下径流，列于表中第(8)栏。⑥将(7)，(8)栏的地面、地下径流过程叠加，得第(9)栏要预报的洪水流量过程。

表2-9　　某河某站用单位线法由降雨推求洪水过程($F=5\ 253km^2$)

时间（日.时）	降雨 P (mm)	地面净雨 R_2(mm)	单位线 q (m³/s)	各时段净雨的地面径流过程(m³/s)		总的地面径流过程 Q_s (m³/s)	地下径流过程 Q_g (m³/s)	预报的洪水流量过程 Q (m³/s)
				37.0mm 的	10.3mm 的			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
23.7	43.6	37.0	0	0		0	70	70
23.13	13.3	10.3	23	85	0	85	70	155
23.19	2.8	0	1 423	5 265	24	5 289	70	5 359
24.1			338	1 251	1 466	2 717	70	2 787
24.7			215	796	348	1 144	70	1 214
24.13			157	581	221	802	70	872
24.19			110	407	162	569	70	639
25.1			78	289	113	402	70	472
25.7			50	185	80	265	70	335
25.13			25	93	52	145	70	215
25.19			13	48	26	74	70	144
26.1			0	0	13	13	70	83
26.7					0	0	70	70
合计	59.7	47.3	2 432	9 000	2 505	11 505	910	12 415

第三章　河段洪水预报

河段洪水预报，是以河槽洪水波运动理论为基础，由河段上游断面的水位、流量过程预报下游断面的水位、流量过程。洪水在河段的传播时间则为预报提供了预见期。我们可以通过对上、下断面洪水要素的数量变化和传播时间关系的研究，建立合适的预报方案。

河段洪水预报方法基本上可以分为两类：一类是采用相关分析的途径，由过去的资料统计分析，建立上、下游相应水位（流量）间的关系和相应的传播时间关系，然后用以进行作业预报，称此为相应水位（流量）法；另一类是按洪水在河段运动中应遵守的水量平衡原理和能量守恒原理而建立的预报方法，称为流量演算法。

第一节　河道洪水波运动

一、洪水波的形成与特点

当雨水降到地面后，在坡面上和土层中产生径流，沿坡地向河槽汇注，抬高了河槽中的水位，增大了流量。由于降雨量时空分布不均匀、河网干支流和分布形状的不同，以及水流汇集速度的快慢，使河道接纳的水量沿程不同，水量多的地方较之水量少的地方水深、流量大，使水深和流量沿程分布不均匀，形成了波体，如图3－1(a)所示，称为河道洪水波。这类洪水波的波高远小于波长，洪水在向下游传播过程中，波形和水力要素变化缓慢，其运动特性属非稳定渐变流。

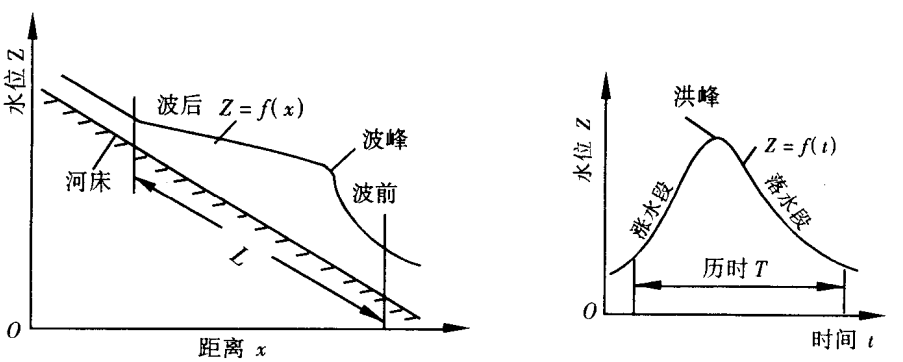


图 3－1　洪水波的水面线和水位过程线

(a)洪水波纵剖面；(b)洪水水位过程线

在一个无支流的河段内，当洪水波经过时，各处的水位 $Z(x,t)$ 都是距离 x 及时间 t 的函数。洪水波可以分别用水面线 $Z(x)$ 及水位过程线 $Z(t)$ 来描述。固定 t（即在某一瞬间），$Z(x)$ 为洪水波的水面线；固定 x（即在某断面），$Z(t)$ 为该断面的水位过程线，如图3－1中的(a)及

(b)所示，两图是很相似的。当洪水波的波前经过断面时，水位上涨；波峰经过时，出现洪峰水位；波后经过时，水位下落。洪水波经过某断面的过程，形成了该断面的水位过程线和流量过程线。设波体平均传播速度为 u，洪水历时为 T，则波长 L 与洪水历时 T 的关系为 $L = uT$。

二、洪水波运动方程

洪水波系长波，属于非稳定渐变流，其运动规律可用圣维南方程组来描述。圣维南方程组由连续性方程式和运动方程式组成，即

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{3-1}$$

$$-\frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h_f}{\partial x} \tag{3-2}$$

式中，A——过水断面面积(m^2)；

t——时间(s)；

x——距离(m)；

v——过水断面平均流速(m/s)；

Q——通过断面的流量(m^3/s)；

Z——过水断面的水位(m)；

h_f——克服摩擦阻力所损耗的能量水头(m)；

g——重力加速度(m/s^2)。

式(3-2)中，左端的 $-\partial Z/\partial x$ 项为水面坡度，代表单位重量水体的势能沿流程的变化率；右端 $(1/g)(\partial v/\partial t)$ 项称为动力坡度，代表单位重量水体加速度所产生的惯性力沿单位流程所作的功；$(v/g)(\partial v/\partial x)$ 项称为动能坡度，代表单位重量水体迁移加速度所产生的惯性力沿单位流程所作的功；$\partial h_f/\partial x$ 项称为摩阻坡度，代表单位重量水体沿单位流程克服摩擦阻力所作的功。该式表明河道非稳定流中，势能沿程的变化将耗于克服摩阻损失和转化为惯性力而作的功。

摩阻坡度可近似按稳定均匀流的摩阻坡度计算，即 $\partial h_f/\partial x = Q^2/k^2$，代表流量为 Q 时稳定均匀流的水面坡降，则上式改写为：

$$-\frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} \tag{3-3}$$

因水位 Z 等于河底高程 Z_0 加水深 h，即 $Z = Z_0 + h$，故

$$-\frac{\partial Z}{\partial x} = -\frac{\partial Z_0}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} = i_0 + i_\Delta$$

代入上式得

$$i_0 + i_\Delta = \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} \tag{3-4}$$

式中，$i_0 = -\partial Z_0/\partial x$，为河底比降；$i_\Delta = -\partial h/\partial x$，称附加比降，近似等于洪水的实际水面比降与稳定流时的水面比降之差；K 为流量 Q 时的过水断面流量模数。

由式(3-4)可知，天然洪水波运动与河道的稳定流比降 i_0 和附加比降 i_Δ 有关。根据一些河段的计算成果可知，i_Δ/i_0 值为十分之几至百分之几，表明附加比降的作用不可忽视，特别是平原性河流由于 i_0 很小，附加比降的作用就更显著了。对于天然河道洪水，可近似令 $(1/g)(\partial v/\partial t) + (v/g)(\partial v/\partial x) = 0$，即忽略惯性作用，合解连续方程和动力方程，可求得洪水波运动的扩散方程：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C\frac{\partial Q}{\partial x} = D\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \tag{3-5}$$

式中，C 是波速，代表平移作用；D 称为扩散系数，代表洪水波展平（坦化）作用。洪水波运动既有平移，又有衰减、展平。

对河段洪水波求解圣维南方程组，可以对洪水进行预报。但这类方程组目前在数学上尚无解析解法，实践中常用近似方法求解，即水力学途径的数值解法和水文学途径的简化法。水力学途径是对该方程组差分直接求解，理论严谨，但所需资料很多，计算工作量大，且计算中也还需做不少简化，从而使最终的成果精度并不理想。因此，作为洪水预报，应用并不广泛，实用上广泛使用的则是水文学途径。后者将该方程组简化为河段水量平衡方程和河槽蓄泄方程，由上游洪水演算下游洪水，称流量演算法。尤其是相应水位（流量）法，只是在该理论指导下，直接建立上、下游洪水的相应关系，然后依此进行预报。

三、洪水波的传播与变形

河道洪水波沿程向下游传播，在传播过程中不断发生衰减、展平和扭曲。假定图3－2所示河段为棱柱形河槽，则稳定流的水面比降与河道坡降相同，记为 i_0，而洪水波的水面坡降 i 与之不同，波前部分 $i > i_0$，波后部分 $i < i_0$。洪水波水面比降与同水位的稳定流水面比降之差，称为附加比降 i_Δ，即 $i_\Delta = i - i_0$。附加比降的存在是洪水波的重要特征，是引起洪水波在运动中发生变形的内在原因。涨洪时 $i_\Delta > 0$，落洪时 $i_\Delta < 0$。

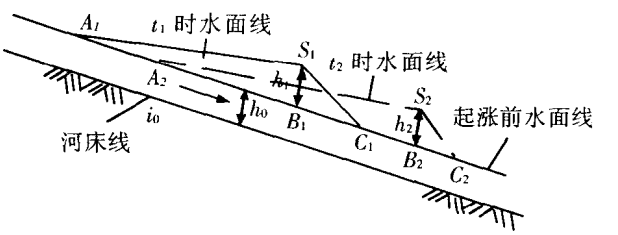


图 3－2　河道中的洪水波

洪水波从上游往下游传播过程中，不断发生变形，在无支流汇入的棱柱体河道中，洪水波的变形如图3－2所示，有两种形态：一是展开；二是扭曲。在图中从 t_1 到 t_2 时刻，洪水波的位置自 $A_1S_1C_1$ 传播到 $A_2S_2C_2$，由于波前 SC 的附加比降大于波后 AS 的附加比降，波前的流速也就大于波后的，使洪水在传播过程中，波长不断加大，波高不断减低，即 $A_1C_1 < A_2C_2$，$h_1 > h_2$，这种现象称为洪水波的展平。同时，由于洪水波上的水深各处不同，使之在运动中发生扭曲。波峰 S_1 的地方水深最大，流速亦最大；波的开始点 C_1 水深最小，流速自然较慢。因此，随着洪水波向下游传播，波峰向它的始点 C_1 逼近，波前长度不断减小，附加比降不断加大，而波后的长度不断增加，附加比降不断减少，波前水量占的比例越来越少，波后的则越来越大，称这种现象为洪水波的扭曲。这两种现象是同时发生并一起存在的，二者出现的原因都是因为附加比降的影响。

上面分析的是无支流棱柱体河道中洪水波的变形。实际上，天然河道并非棱柱体，例如有的地方有滩地，调蓄能力很大，有的地方只有峡谷深槽，调蓄能力很小。有些情况区间支流来水很大，有些则很小，等等。这些外在因素有时影响很大，因此，常使下游的洪峰比上游高，涨洪历时比上游长。在作预报方案时，必须具体河段具体分析，针对洪水波因附加比降产生的展平、扭曲和外在因素引起的调蓄、汇入等影响，采用适当的方法进行预报。

第二节　相应水位（流量）法

根据河段洪水波运动和变形规律，利用上、下游站之间相应水位（流量）的相关关系，由上

游站实测水位(流量)预报下游站未来水位(流量)的方法,称相应水位(流量)法。

一、相应水位(流量)法的基本原理

相应水位是指河段上、下游站同次洪水的过程线上同位相的水位。如图 3-3 所示,是某次洪水在上游站形成的水位过程线 $Z_{上} \sim t$ 及在下游站形成的过程线 $Z_{下} \sim t$,起涨点 1 和 1′、洪峰点 2 和 2′、峰谷点 3 和 3′ 等,都是同位相的点子。处于同一位相点的上、下游站水位即相应水位。与定义相应水位一样,也可找出上、下游站的相应流量。相应水位之间的时距 τ,为该相应水位自上游站传播到下游站的传播时间。因此,上、下游站的相应水位可表示为 $Z_{上,t}$ 和 $Z_{下,t+\tau}$,即 $Z_{上,t}$ 经过 τ 时段后传播到下游站,形成下游站相应的水位 $Z_{下,t+\tau}$。

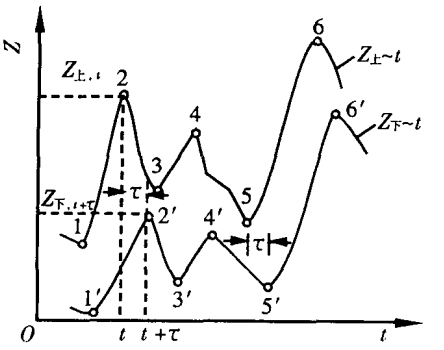


图 3-3　上、下游站相应水位过程线

断面的水位变化总是由流经断面的流量变化引起的。在河道一定的情况下研究相应水位关系,实质上是研究形成该水位的流量在河段传播过程中的变化规律。另外,由于流量容易从水量平衡的角度研究,所以,将在研究相应流量变化的基础上分析相应水位的变化。

设河段上、下游站间的距离为 L,t 时刻上游站流量为 $Q_{上,t}$,经过 τ 后,形成下游站的流量 $Q_{下,t+\tau}$,若无区间入流,根据水流连续方程,相应流量间的关系应为:

$$Q_{下,t+\tau} = Q_{上,t} - \Delta Q_L \tag{3-6}$$

式中,ΔQ_L 为河段洪水波展开量,如式(3-4)所述,它与水位、流量和附加比降有关。

若河段有区间入流,并在 $t+\tau$ 时刻于下游站形成区间流量 q,则

$$Q_{下,t+\tau} = Q_{上,t} - \Delta Q_L + q \tag{3-7}$$

上式即为相应水位(流量)法的基本方程。显然,在建立相应水位(流量)预报方案时,应分析河段内洪水波由内因(主要是水位、流量和附加比降)所引起的展开量和外因(主要是区间面积上降雨的变化)引起区间入流量对预报值的影响。

当河段没有大的支流和冲淤影响时,一定流量下的稳定流水面比降 i_0 近似为常量,因此洪水波展开量 ΔQ_L 将是流量 $Q_{上,t}$(相应水位 $Z_{上,t}$)和水面比降 i 的函数。于是,下游站的相应水位和流量可用下列关系式表示:

$$Z_{下,t+\tau} = f(Z_{上,t}, i) \tag{3-8}$$

$$Q_{下,t+\tau} = f(Q_{上,t}, i) \tag{3-9}$$

表示洪水波运动的另一特征量,是传播时间 τ。它是洪水以波速 C 由上游站传播到下游站的时间,即

$$\tau = \frac{L}{C} \tag{3-10}$$

式中,L 为上、下游站间的距离;C 是波速,即洪水波上某一位相点的传播速度,与断面平均流速 u 的关系如下式:

$$C = (1 + \frac{m}{n})u \tag{3-11}$$

式中,m/n 约0.25~0.5,与河道断面形状有关。因为 u 是流量(水位)和水面比降的函数,故

$$\tau = f(Z_{下,t}, i) 或 \tau = f(Z_{上,t}, i) \tag{3-12}$$

式(3-8),(3-9),(3-12)就是无支流河段进行相应水位法预报的基本关系式。对于多支流河段,则采用合成流量的方式考虑区间入流流量 q 的作用。

二、无支流河段的相应水位预报

(一) 简单的相应水位法预报洪峰水位

在断面冲淤变化不大,无回水顶托,且区间入流较小的无支流河段,洪水波在河段传播过程中主要受内在因素所制约,上、下游的洪水过程线相应性好,如图 3-3 所示。此时,可根据以往实测的上、下游站的水位过程线,摘录相应的洪峰水位值 $Z_{上,t}$, $Z_{下,t+\tau}$及其出现时间,如表 3-1 为摘录的长江万县站和三斗坪站的部分相应水位和出现时间,并算出传播时间 τ,绘成如图 3-4 所示的相应洪峰水位关系曲线及其传播时间关系曲线,即预报方案。作业预报时,按 t 时上游出现的洪峰水位 $Z_{上,t}$,在 $Z_{上,t} \sim Z_{下,t+\tau}$线上查得 $Z_{下,t+\tau}$,在 $Z_{上,t} \sim \tau$ 线上查得 τ,从而预报出 $t+\tau$ 时下游将要出现的洪峰水位 $Z_{下,t+\tau}$。例如 1974 年 9 月 9 日 5 时万县洪峰水位 $Z_{上,t} = 132.24$m,查 $Z_{上,t} \sim Z_{下,t+\tau}$, $Z_{上,t} \sim \tau$曲线,分别得 $Z_{下,t+\tau} = 68.30$m, $\tau = 21$h,即可预报出三斗坪站于 9 月 10 日 2 时将出现洪峰水位 68.30m。

表 3-1　　长江万县站—三斗坪站相应洪峰水位及传播时间

万县站洪峰		三斗坪站洪峰		传播时间 τ(h)
年.月.日.时	水位 Z(m)	年.月.日.时	水位 Z(m)	
1974.6.13.2	112.40	1974.6.14.8	54.80	30
6.22.14	116.74	6.23.17	57.20	27
7.31.10	123.78	8.1.17	62.76	31
8.12.15	137.21	8.13.8	71.43	17
…	…	…	…	…

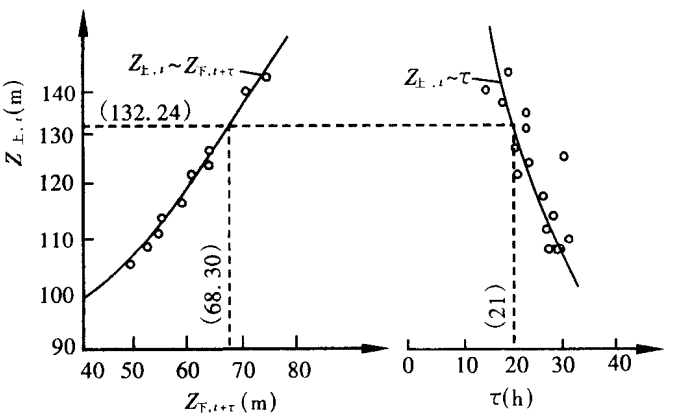


图 3-4　万县站—三斗坪站相应洪峰水位及传播时间关系曲线

这种简单的相应洪峰水位预报方法,通常只对无支流汇入的山区性河段才比较好。在中、下游地区,由于附加比降相对影响较大,常使 $Z_{上,t} \sim Z_{下,t+\tau}$, $Z_{上,t} \sim \tau$ 的关系比较散乱,此时,应在预报关系中反映这种影响,例如绘制以下游同时水位 $Z_{下,t}$为参数的相关图,便能在一定程度上考虑这种作用。

(二)以下游站同时水位为参数的相应水位法预报洪峰水位

下游站同时水位 $Z_{下,t}$，就是上游水位 $Z_{上,t}$ 出现时刻的下游水位，由图 3-1 可知，它与 $Z_{上,t}$ 一起，一方面反映 t 时刻的水面比降大小，同时它还反映了底水的高低和区间入流、回水顶托、断面冲淤等因素的影响。此时，将式(3-8)和式(3-12)中的 i 换成 $Z_{下,t}$，即得以下游同时水位为参数的相应水位法关系式：

$$Z_{下,t+\tau}=f(Z_{上,t},Z_{下,t}) \tag{3-13}$$

$$\tau=f(Z_{上,t},Z_{下,t}) \tag{3-14}$$

依上式制作预报方案的具体方法是：在点绘 $Z_{上,t}$ 与 $Z_{下,t+\tau}$ 的点据时，在点旁标注出下游站的同时水位 $Z_{下,t}$ 值，然后如图 3-5 绘出以 $Z_{下,t}$ 为参数的等值线，即 $Z_{上,t}\sim Z_{下,t}\sim Z_{下,t+\tau}$ 相关线；同时，可以绘出 $Z_{上,t}\sim Z_{下,t}\sim\tau$ 相关线，二者一起组成如图 3-5 所示的以下游同时水位为参数的相应水位法预报方案。预报时，t 时刻的 $Z_{上,t}$ 及 $Z_{下,t}$ 为已知，即可按图 3-5 上的箭头方向查得 $Z_{下,t+\tau}$ 和 τ。

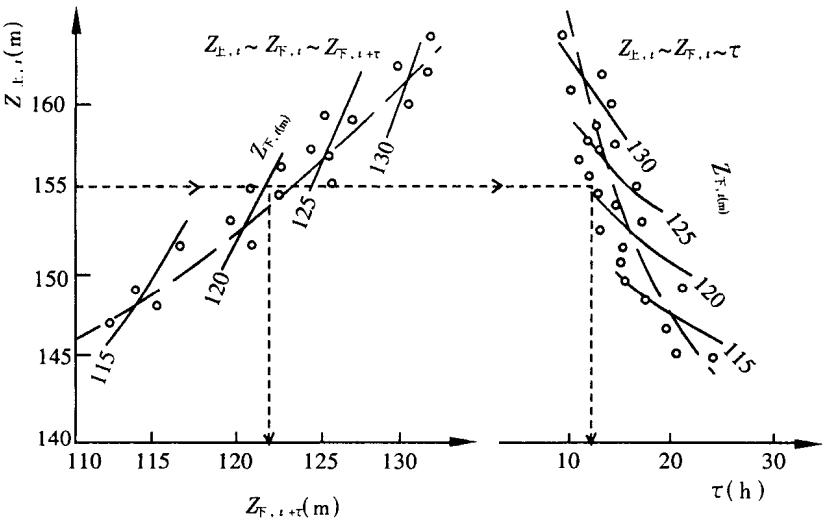


图 3-5　以下游站同时水位为参数的相应水位及传播时间关系图

(三)以上游站涨差为参数的相应水位法预报洪水过程

上述各种洪峰水位预报方案，也可近似地用来预报下游站的洪水过程。但由于它们没有反映涨洪和落洪过程中附加比降反向变化等影响，使预报的洪水过程常常在涨水或落水过程中发生比较大的系统性偏差。为克服这种缺点，可用以上游站水位涨差为参数的水位相关法。

一个洪水波通过水文站时，波前的附加比降为正，水面比降大，使涨水过程的涨率 $\mathrm{d}Z_{上}/\mathrm{d}t$(或 $\mathrm{d}Q_{上}/\mathrm{d}t$)为正，且比较大；波后的附加比降为负，水面比降小，使落水过程的涨率 $\mathrm{d}Z_{上}/\mathrm{d}t$(或 $\mathrm{d}Q_{上}/\mathrm{d}t$)为负，且比较小。显而易见，水位(流量)过程线的涨(落)率在很大程度上反映了附加比降和水面比降的大小。故以此代替式(3-8)，(3-9)中的 i，更能反映 i 和附加比降 i_{Δ} 在洪水涨落过程中对洪水波变形的影响，从而便可得到以上游洪水涨率为参数的相应水位关系：

$$Z_{下,t+\tau}=f\left(Z_t,\frac{\mathrm{d}Z_{上}}{\mathrm{d}t}\right)\quad 或\quad Z_{下,t+\tau}=f\left(Z_t,\frac{\mathrm{d}Q_{上}}{\mathrm{d}t}\right) \tag{3-15}$$

洪水涨率在实用上可取有限差形式 $\Delta Z_{上}/\Delta t$(或 $\Delta Q_{上}/\Delta t$)，且取 Δt 为平均的河段洪水传

播时间 $\bar{\tau}$，则涨差 $\Delta Z_{上}$（或 $\Delta Q_{上}$）就反映了涨率的变化，于是可得以上游站洪水涨差为参数的水位预报方程：

$$Z_{下,t+\tau} = f(Z_t, \Delta Z_{上}), \quad \Delta Z_{上} = Z_{上,t} - Z_{上,t-\tau} \tag{3-16a}$$

$$Z_{下,t+\tau} = f(Z_t, \Delta Q_{上}), \quad \Delta Q_{上} = Q_{上,t} - Q_{上,t-\tau} \tag{3-16b}$$

$$\tau = \bar{\tau} \tag{3-16c}$$

式中，Z_t 可以取 $Z_{上,t}$，也可以取 $Z_{下,t}$，都在一定程度上反映了涨水中的底水影响。应用过去的资料，先分析和确定河段平均传播时间 $\bar{\tau}$；其次在各次洪水的上、下游站实测过程上摘取 $Z_{上,t}$，$\Delta Z_{上} = Z_{上,t} - Z_{上,t-\tau}$（或 $\Delta Q_{上} = Q_{上,t} - Q_{上,t-\tau}$），$Z_{下,t}$，$Z_{下,t+\tau}$；于是，便可点绘出以 $\Delta Z_{上}$（或 $\Delta Q_{上}$）为参数的水位过程预报方案。图 3-6 是长江万县站 — 宜昌站河段以 $\Delta Q_{上}$（即 $\Delta Q_{万县}$）为参数的水位预报方案。预报时，t 时刻的 $Z_{上,t}$（或 $Z_{下,t}$），$\Delta Z_{上}$（或 $\Delta Q_{上}$）为已知，故可在图上查出预报的下游水位 $Z_{上,t+\tau}$，预见期为 $\bar{\tau}$。

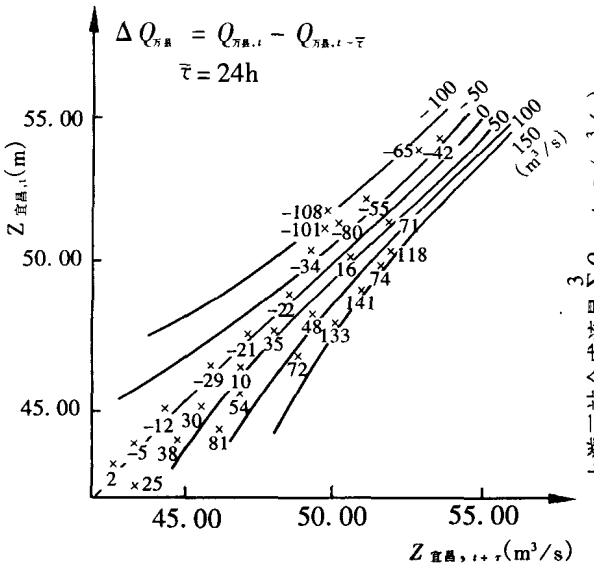


图 3-6 长江万县站—宜昌站以上游涨差为参数的水位预报方案

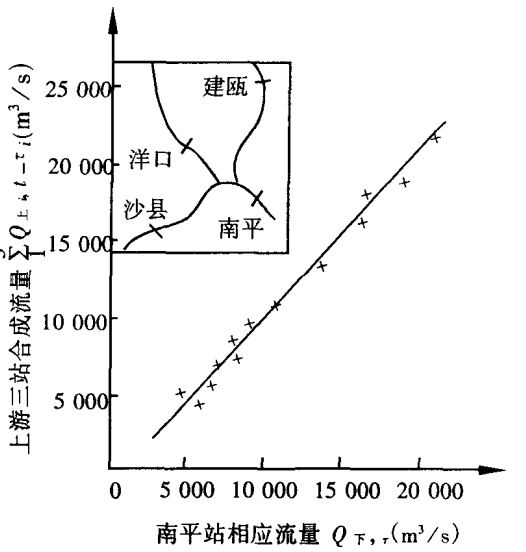


图 3-7 南平站合成流量法预报图

三、多支流河段相应水位(流量)预报——合成流量法

在有多条支流汇入的河段，下游站的洪水主要是上游站、支流站洪水合成的结果，此时显然应采用合成流量法制定预报方案。该法预报下游站流量的关系式为：

$$Q_{下,t} = f\left(\sum_{i=1}^{n} Q_{上i,t-\tau i}\right) \tag{3-17}$$

式中，$Q_{下,t}$—— 预报下游站 t 时刻流量；

$\sum_{i=1}^{n} Q_{上i,t-\tau i}$—— 上游干、支流站 i 的相应流量之和；

τ_i—— 站 i 到下游站的洪水传播时间；

n—— 上游干、支流站的数目。

该法按照上游干、支流各站的传播时间 τ_i 把各站同时刻到达下游站的流量叠加起来得合

成流量$\sum Q_{上i,t-\tau i}$，然后建立合成流量与下游站相应流量$Q_{下,t}$的关系曲线，即该法的预报方案。如图3－7是闽江南平站的合成流量法预报方案，其上游站分别为建瓯、洋口、沙县三站。该法的预见期取决于上游各站中传播时间最短的一个。一般情况下，上游各站中以干流站流量最大，故常用它的传播时间$\tau_{干}$作为方案的预见期τ。预报时，假定当时的时间是t'，要预报未来$t=(t'+\tau)$的下游流量，则以上游的干流站当时实测流量，加上其余各支流站错开传播时间$t-\tau_i$的流量得合成流量，于是可在图上查得预报的t时刻下游站流量$Q_{下,t}$。

如果附加比降和底水影响较大，则在相关图中加入下游同时水位$Z_{下,t-\tau}$为参数，制作预报方案。

第三节　马斯京根流量演算法

马斯京根流量演算法，是美国工程师于1934～1935年在马斯京根地区防洪工程管理局提出的一种洪水流量演算方法，至今许多国家仍在使用，并在以后的应用中得到很大的发展、改进和完善。本节将介绍其基本原理和方法，下节论述其新的改进和发展。该法将河段水流圣维南方程组中的连续方程简化为河段水量平衡方程，把动力方程简化为马斯京根法的河槽蓄泄方程，对简化的方程组联解，得流量演算方程，由上游站入流洪水演算和预报下游站洪水出流过程。

一、基本原理

该法的基本原理，就是根据入流和起始条件，通过逐时段求解河段的水量平衡方程和蓄泄方程，计算出流过程。

在无区间入流情况下，如图3－8所示，河段某一时段的水量平衡方程为

$$\frac{1}{2}(Q_{上,1}+Q_{上,2})\Delta t-\frac{1}{2}(Q_{下,1}+Q_{下,2})\Delta t=S_2-S_1 \tag{3-18}$$

河段蓄水量与泄流量关系的蓄泄方程一般可概括为

$$S=f(Q) \tag{3-19}$$

式中，$Q_{上,1}$，$Q_{上,2}$——时段始、末的上断面入流量(m^3/s)；

$Q_{下,1}$，$Q_{下,2}$——时段始、末的下断面出流量(m^3/s)；

Δt——计算时段(s)；

S_1，S_2——时段始、末的河段蓄水量(m^3)；

S——河段任一流量Q对应的槽蓄量。

图3－8(a)是反映在河槽中的水量平衡情况，其中$\Delta S=S_2-S_1$，是时段Δt内河槽增加的蓄量，涨水为正，落水为负。图3－8(b)则是反映在上、下断面流量过程线上的水量平衡情况，涨水时，$Q_{上}>Q_{下}$，河段蓄水，ΔS为正；退水时，$Q_{上}<Q_{下}$，蓄量减少，ΔS为负。

水量平衡方程(3－18)中，当河段有区间入流时，在式的左端应增加Δt内的区间入流量$(q_1+q_2)\Delta t/2$一项。其中q_1，q_2为时段始、末的区间入流流量。

求解上述两式的关键，在于能否建立比较好的蓄泄方程。如果蓄泄方程已经建立，入流过程$Q_{上}(t)$、初始条件$Q_{下,1}$和S_1已知，就可通过逐时段连续联解式(3－18)和式(3－19)，求得出流过程$Q_{下}(t)$。

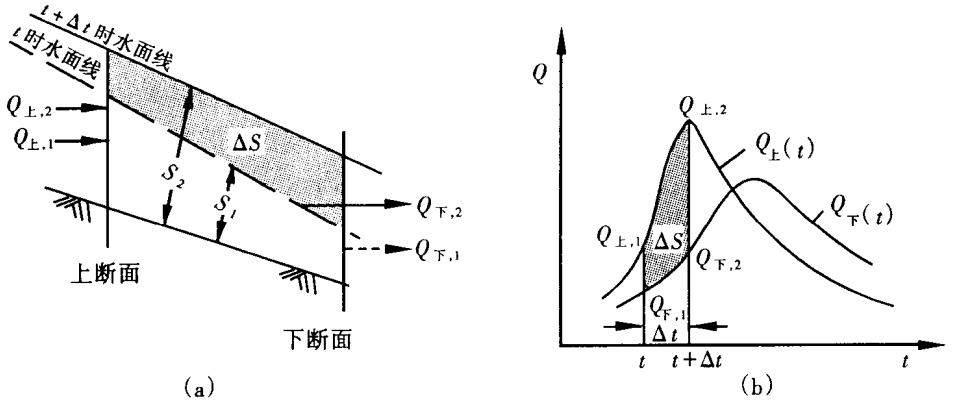


图 3-8 某一时段河段水量平衡示意图

(a)在河槽内的情况;(b)在流量过程线上的情况

根据建立蓄泄方程的方法不同,流量演算可分为马斯京根法、特征河长法等。马斯京根法,就是按马斯京根蓄泄方程建立的流量演算方法。

二、马斯京根流量演算方程

洪水波经过河段时,如图 3-9 所示,水面线下的蓄水量 S 可分为两部分,即从下断面水位 $Z_{下}$ 平行河底作平行线(相当于河段发生稳定流流量 $Q_{下}$ 的水面线),该线下的柱蓄量 $S_{Q_{下}}$ 和该线与水面线间楔蓄量 $x(S_{Q_{上}}-S_{Q_{下}})$。其中 $S_{Q_{上}}$,$S_{Q_{下}}$ 分别为河段发生稳定流量 $Q_{上}$,$Q_{下}$ 的槽蓄量;x 为楔蓄系数,亦称流量比重因素,反映 $Q_{上}$ 对 S 影响的相对程度。于是可得

$$S = S_{Q_{下}} + x(S_{Q_{上}} - S_{Q_{下}}) \tag{3-20}$$

稳定流时,河段槽蓄量与流量存在下面的关系:

$$S_{Q_{上}} = KQ_{上}, \qquad S_{Q_{下}} = KQ_{下} \tag{3-21}$$

式中,K 为稳定流情况下的河段传播时间。将上式代入式(3-20),得马斯京根蓄泄方程为:

$$S = K[xQ_{上} + (1-x)Q_{下}] = KQ' \tag{3-22}$$

$$Q' = xQ_{上} + (1-x)Q_{下} \tag{3-23}$$

联解式(3-18)和式(3-22)得马斯京根法流量演算方程为:

$$Q_{下,2} = C_0 Q_{上,2} + C_1 Q_{上,1} + C_2 Q_{下,1} \tag{3-24}$$

其中

$$\begin{cases} C_0 = \dfrac{\frac{1}{2}\Delta t - Kx}{K - Kx + \frac{1}{2}\Delta t} \\ C_1 = \dfrac{\frac{1}{2}\Delta t + Kx}{K - Kx + \frac{1}{2}\Delta t} \\ C_2 = \dfrac{K - Kx - \frac{1}{2}\Delta t}{K - Kx + \frac{1}{2}\Delta t} \end{cases} \tag{3-25}$$

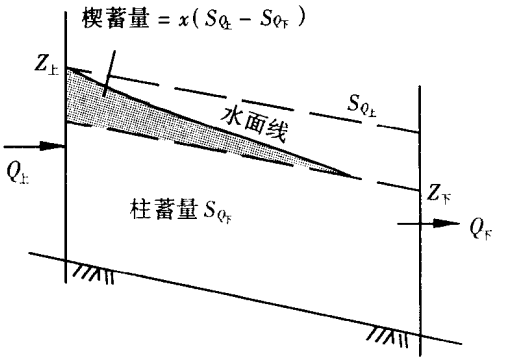


图 3-9 河段槽蓄量组成示意图

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \tag{3-26}$$

其中，C_0, C_1, C_2 都是 $K, x, \Delta t$ 的函数。对于某一河段而言，只要确定了 $K, x, \Delta t, C_0, C_1, C_2$ 便可求得，于是，由入流 $Q_{上}(t)$ 和初始条件 $Q_{下,1}$，通过式(3-24)逐时段演算，即得出流过程 $Q_{下}(t)$。

三、K, x 的确定

马斯京根蓄泄方程的 S 和 Q' 呈线性关系，这表明 Q' 是 S 下的稳定流流量，该流量可以通过调整 x，使由式(3-23)计算的 Q' 与 S 的关系为单一直线来求得。因此，由实测流量资料率定 K, x 的时候，常采用试算法。就是对某一次洪水，一方面计算各个时刻的槽蓄量 S；另一方面设一 x 值，由式(3-23)计算各时刻的 Q'，点绘 $S \sim Q'$ 关系线，当成为单一直线时，该 x 即为所求的 x，而该直线的斜率即为所求的 K 值。取多次洪水作相同的计算，就可确定该河段的 K, x 值。

例 3-1　根据沅水沅陵站至王家河站 1968 年 9 月的一次实测洪水资料(表 3-2)，计算 K, x 和作流量演算。

表 3-2　　**马斯京根法 S 与 Q' 值计算表**

日.时	$Q_{上}$ (m^3/s)	$Q_{下}$ (m^3/s)	$Q_{上}+q$ (m^3/s)	$Q_{上}+q-Q_{下}$ (m^3/s)	ΔS [(m^3/s)6h]	S [(m^3/s)6h]	Q' (m^3/s)	
							$x=0.40$	$x=0.45$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
20.8	2 050		2 110					
20.14	2 860		2 950					
20.20	4 300	2 100	4 430	2 330		0	2 980	3 090
21.2	4 820	3 250	4 970	1 720	2 030	2 030	3 880	3 960
21.8	4 700	4 620	4 840	220	970	3 000	4 650	4 660
21.14	4 350	4 900	4 480	-420	-100	2 900	4 680	4 650
21.20	3 750	4 680	3 860	-820	-620	2 280	4 310	4 260
22.2	3 200	4 260	3 300	-960	-890	1 390	3 840	3 780
22.8	2 700	3 700	2 780	-920	-940	450	3 300	3 250
22.14	2 400	3 300	2 470	-830	-870	-420	2 940	2 890
22.20	2 200	2 920	2 270	-650	-740	-1 160	2 630	2 600
23.2	2 050	2 550	2 110	-440	-550	-1 710	2 350	2 330
23.8		2 210						
23.14		2 100						
总　计	39 380	40 590						

①根据河段和资料情况，取计算时段 $\Delta t = 6h$。

②表 3-2 的第(1)～(3)栏为实测值。由于有少量的区间入流，使上断面的入流总量 39 380(m^3/s)6h比下断面出流总量 40 590(m^3/s)6h 小 1 210(m^3/s)6h，为保持水量平衡，近似按比例将此水量分配到入流过程中，得第(4)栏的入流 $Q_{上}+q$。

③按水量平衡方程

$$\Delta S = \frac{1}{2}[(Q_{上,1} + q_1 - Q_{下,1}) + (Q_{上,2} + q_2 - Q_{下,2})]\Delta t$$

计算各时段的槽蓄增量，列于表中第(6)栏。将其累积，得第(7)栏所示的各时刻的槽蓄量 S。

④假定 x 等于 0.40 和 0.45，分别按式(3-23)计算 Q'，列于表中第(8)、第(9)栏。

⑤按第(7)、第(8)栏对应数值点绘 $x=0.40$ 的 $S\sim Q'$ 线，如图 3-10 中的虚线，可见还有比较大的绳套，而点绘的 $x=0.45$ 的 $S\sim Q'$ 线(图中的点线)，则基本合拢成单一直线，故 $x=0.45$ 即为所求，该直线的斜率 $K=\Delta S/\Delta Q'=4\ 200(6h\cdot m^3/s)/2\ 100(m^3/s)=12h$。

按上述步骤分别求出各次洪水的 K，x 值。如果各次洪水的 K，x 值比较接近，则取平均的 K，x 作为本河段综合确定的成果；如变化较大，则需分析其变化规律，以便演算时依实际情况选用。

四、洪水预报

根据预报河段确定的 K，x 和 Δt 值，代入式(3-25)计算 C_0，C_1，C_2，再代入式(3-24)得该河段具体的演算方程，即可逐时段由入流预报出流过程。作为一例，假定预报河段就是例 3-1 的沅水沅陵站至王家河站，该河段综合确定的 $K=12h$，$x=0.45$，$\Delta t=6h$，由式(3-25)算得：$C_0=-0.251$，$C_1=0.876$，$C_2=0.375$。校核 $C_0+C_1+C_2=1$，计算无误。代入式(3-24)，得该河段的流量演算方程为

$$Q_{下,2}=-0.251Q_{上,2}+0.876Q_{上,1}+0.375Q_{下,1}$$

上游站沅陵发生一次洪水，就取上例中这次洪水，其入流过程列于表 3-3 中第(1)、(2)栏，然后，如表中第(3)~(6)栏所示，由上式可算出下游王家河站的这次洪水过程(第 6 栏)。与第(7)栏的实测过程相比，可见预报的洪峰出现时间与实测的一致，流量值则偏小 5.3%。

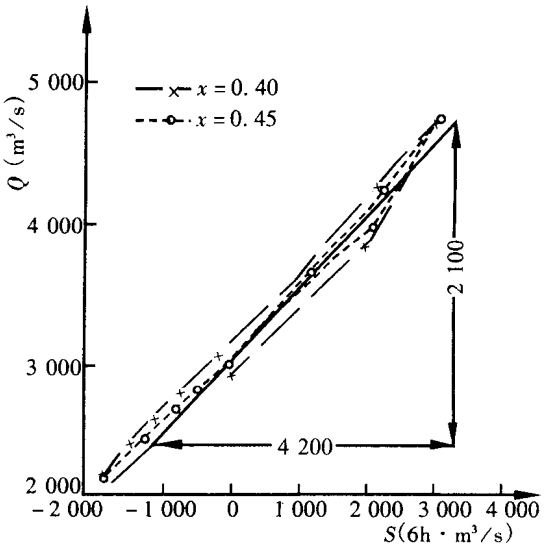


图 3-10 马斯京根法 $S\sim Q'$ 关系曲线

表 3-3 马斯京根法推算出流过程($C_0=-0.251$，$C_1=0.876$，$C_2=0.375$)

日.时	$Q_{上}$(m³/s)	$C_0Q_{上,2}$(m³/s)	$C_1Q_{上,1}$(m³/s)	$C_2Q_{下,1}$(m³/s)	$Q_{下,2}$(m³/s)	$Q_{实测}$(m³/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
20.8	2 050				2 050	2 050
20.14	2 860	-720	1 800	770	1 850	2 000
20.20	4 300	-1 080	2 500	690	2 110	2 100
21.2	4 820	-1 210	3 760	790	3 340	3 250
21.8	4 700	-1 180	4 220	1 250	4 290	4 620
21.14	4 350	-1 090	4 120	1 610	4 640	4 900
21.20	3 750	-940	3 810	1 740	4 610	4 680
22.2	3 200	-800	3 280	1 730	4 210	4 260
22.8	2 700	-680	2 800	1 580	3 700	3 700
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

五、马斯京根法中几个问题的分析与处理方法

1. K 值的综合

K 值基本上反映河道稳定流的传播时间。理论上说，应随流量增大而减小，不少实测资料表明也是这样。因此，当各次洪水分析的 K 值变化较大时，可建立 K 与流量的关系。应用时，根据不同的流量取不同的 K 值。

2. x 值的综合

流量比重因素 x，如图 3－9 所示，反映楔蓄在河槽调蓄中的影响。对于一定的河段，x 在洪水涨落过程中基本稳定，但也有随流量增加而减小的趋势。天然河道的 x，一般介于 0.2～0.45 之间，特殊情况下也有小于零的。实用中，当发现 x 随流量变化较大时，也可建立 $x \sim Q$ 关系线。对不同的流量取不同的 x。

3. 计算时段 Δt 的选择

主要应考虑以下两点：一是为使摘录的洪水数值能比较真实地反映洪水的变化过程，Δt 不能取得太长，以保证流量过程线在 Δt 内近于直线；二是为了计算中不漏掉洪峰，和在时段初、末的时刻河段内的水面线近于直线，最好取 Δt 等于河段传播时间 τ。这样上游在时段初出现的洪峰，Δt 后就正好出现在下游站，而不会卡在河段中，使河段的水面线呈上凸曲线。但有时为了照顾前面的要求，也可取 Δt 等于 τ 的 1/2 或 1/3，这样计算洪峰的精度差了一些，但能保证不漏掉洪峰。若使二者都得到照顾，则可把河段划分为许多子河段，使 Δt 等于子河段的传播时间，然后自上而下进行多河段连续演算，推算出下游站的流量过程，下节将对此进行讨论。

4. 预见期问题

由式 $Q_{下,2} = C_0 Q_{上,2} + C_1 Q_{上,1} + C_2 Q_{下,1}$，可见要知道时段末的 $Q_{上,2}$ 才能推算 $Q_{下,2}$，故马斯京根法用于预报一般没有预见期。不过如果取 $\Delta t = 2Kx$，则 $C_0 = 0$，$Q_{下,2} = C_1 Q_{上,1} + C_2 Q_{下,1}$ 就可以有一个时段的预见期了。如果上断面的入流是由降雨径流预报等方法先预报出来，则可以得到一定的预见期。因此，该法在预报中仍得到了广泛的应用。

5. 区间入流问题

下断面的洪水，本质上说，是由上断面演进来的洪水和区间面积上降雨流来的洪水所组成。当区间洪水很大时，因干、支流洪水相互干扰，从而使本节介绍的无支流河段演算方法计算成果的精度大大降低。对于这一问题，将在下节进行讨论。

第四节　马斯京根流量演算法的改进

一、分段连续演算法

上面讲到，马斯京根法的演算时段 Δt 的选取问题，对于入流洪水的涨(落)洪历时远小于河段传播时间的“长河段”，马斯京根法的计算误差较大。为了解决实际工作中经常遇到的这个问题，可把全演算河段划分成若干单元演算河段，使单元河段内

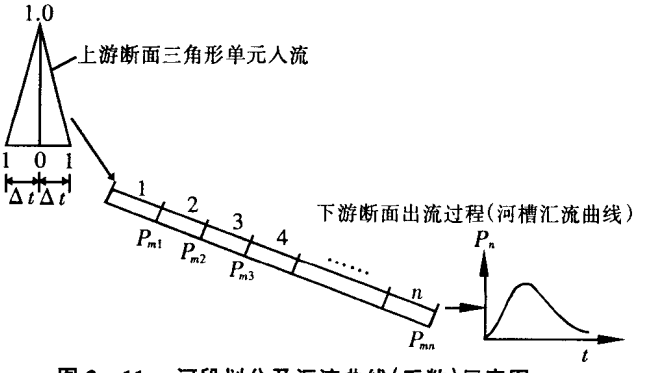


图 3－11　河段划分及汇流曲线(系数)示意图

的流量沿程分布基本上呈线性。然后采用分段连续演算方法将入流过程演算到下游出流断面，求得出流过程(图 3-11)。这样对洪水作分段连续演算的结果，往往精度有明显提高。

分段连续演算法根据马斯京根演算方程为线性系统的特点，首先推求上游断面进入一个单位水量后经多个河段连续向下游演进，在下游断面形成一个相应的流量过程线，称之为河段单位线(河槽汇流曲线)，或河槽汇流系数。然后，像流域单位线由流域净雨推求出口断面洪水那样，由上断面入流用河槽汇流曲线推求下游断面的洪水过程。应用电子计算机作多段连续演算非常方便，使这种得到改进的方法得到了比较广泛的应用。

(一) 河槽汇流曲线(系数)的推导

将整个演算河段长 L 按单元河段长 L_l 划分成 n 段，假定每个单元河段的 K 为 K_l 和 x 为 x_l，且都相等。设在零时刻，演算河段上游断面有一单位入流流量，其余时刻流量皆为零，把此入流量过程视作三角形，如图 3-11 所示。根据马斯京根法流量演算公式，可求得第一个单元河段的出流过程，即第一单元河段下断面的河槽汇流曲线，其纵坐标(称汇流系数)公式为

$$\begin{cases} P_{01} = C_0 & (m = 0) \\ P_{m1} = (C_1 + C_0C_2)C_2^{m-1} & (m = 1,2,3,\cdots) \end{cases} \tag{3-27}$$

式中，m 为时段数，即 $m = t/\Delta t$；P_{m1} 表示第一单元河段下断面第 m 时段末的汇流曲线纵坐标；

C_0, C_1, C_2 是单元河段的 $K_l, x_l, \Delta t$ 计算的系数。

对于第二个单元河段而言，第一单元河段的出流是它的入流，同理，按上节讲的马斯京根法可推导得第二单元河段的出流过程，即第二单元河段下断面的河槽汇流曲线纵坐标：

$$\begin{cases} P_{02} = C_0^2 & (m = 0) \\ P_{12} = 2C_0(C_1 + C_0C_2) \\ P_{22} = 2C_0C_2(C_1 + C_0C_2) + (C_1 + C_0C_2)^2 \\ \cdots\cdots \\ P_{m2} = 2C_0C_2^{m-1}(C_1 + C_0C_2) + (m-1)C_2^{m-2}(C_1 + C_0C_2)^2 & (m = 1,2,3,\cdots) \end{cases} \tag{3-28}$$

依次类推，可求得经 n 个单元河段连续演算后的河段下游断面出流量过程，即马斯京根法河槽汇流系数：

$$\begin{cases} P_{0n} = C_0^n & (m = 0) \\ P_{mn} = \sum_{i=1}^{n} B_iC_0^{n-i}C_2^{m-i}A^i & (m > 0, m - i > 0) \end{cases} \tag{3-29}$$

式中，$A = C_1 + C_0C_2$ (3-29a)

$$B_i = \frac{n!\ (m-1)!}{i!\ (i-1)!\ (n-i)!\ (m-i)!} \tag{3-29b}$$

这些系数是 $K_l, x_l, \Delta t$ 和 n 的函数。为了便于实际使用，已制成专用数值表供查用，如附表Ⅱ。

(二) 参数 $K_l, x_l, \Delta t$ 和 n 的确定

1. 已知演算河段的 K 和 x 值时

先按实际计算需要选定 Δt 值。令 $K_l = \Delta t$，则

$$n = \frac{K}{K_l} = \frac{K}{\Delta t} \tag{3-30}$$

$$L_l = \frac{L}{n} \tag{3-31}$$

对于单元河段长 L_l 而言：

$$x_l = \frac{1}{2} - \frac{l}{2L_l}$$

式中，l 称特征河长，即能使槽蓄量与出流量的关系成为单一直线的河长，按 $l = (1-2x)L = (1-2x)nL_l$ 计算，故

$$x_l = \frac{1}{2} - \frac{n(1-2x)}{2} \tag{3-32}$$

由此即可求得 K_l，x_l 和 n 值。

2. 演算河段无 K 和 x 值时

令 $K_l = \Delta t$

根据河道断面的流速资料或水力特性资料，确定波速 C 值，则

$$L_l = C\Delta t \tag{3-33}$$

$$n = \frac{L}{L_l}$$

$$x_l = \frac{1}{2} - \frac{l}{2L_l} \tag{3-34}$$

当确定了 K_l，x_l，Δt 和 n 值后，查附表Ⅱ或由式(3-29)计算，可求得汇流系数，然后与上断面某流量相乘，得该流量在下断面形成的流量过程。上断面各时段初的入流量在下游产生的流量过程线叠加，即得演算河段的出流量过程。

（三）计算实例

已知沅水沅陵至王家河河段长 112km，$K = 9$h，$x = 0.45$，然后：

①根据洪水流量过程线形状和实际需要，取 $\Delta t = 3$h；

②令 $K_l = \Delta t = 3$h，则 $n = K/K_l = 3$，$L_l = L/n = 112/3 = 37.3$km；

③$x_l = 1/2 - n(1-2x)/2 = 1/2 - 3(1-2\times0.45)/2 = 0.35$；

④按 $x_l = 0.35$，$n = 3$ 和 $\Delta t = 3$h，查附表Ⅱ可得汇流系数 P_{mn}，如表 3-4 所示：

表 3-4　　**沅陵至王家河河段汇流系数表**

$m = t/\Delta t$	0	1	2	3	4	5	6	7
P_{mn}	0.002	0.039	0.229	0.491	0.181	0.046	0.010	0.002

⑤上游断面各时段的入流量分别乘此汇流系数，线性叠加，即为计算的出流量过程。

对 1968 年 7 月一次洪水的计算结果列于表 3-5，并绘成图 3-12 的出流过程线，可见其预报精度比单一河段演算法有明显的提高。

二、多支流河段的洪水演算法

对洪水演算河段，如果有大的或多的支流加入，各干、支流上的洪水波运动除受附加比降和河槽特性影响外，还因干、支流汇合而发生干扰，使变形更加复杂；和因干、支流各河段的长度不一，流速也不同，使各河段的传播时间 τ_i 值互有差异，并受洪水波之间干扰的影响，从而使其演算方法与无支流河段的演算方法有所不同。

表 3-5　　沅陵至王家河马斯京根法分段连续流量演算表

时间（日.时）	沅陵实测入流量 I_i(m^3/s)	汇流系数 P_{mn}	$I_i \cdot P_{mn}$(m^3/s)								王家河计算出流量 Q(m^3/s)	王家河实测出流量 Q(m^3/s)
			I_1, I_9,…	I_2, I_{10},…	I_3, I_{11},…	I_4, I_{12},…	I_5, I_{13},…	I_6, I_{14},…	I_7, I_{15},…	I_8, I_{16},…		
12.24	2 300	0.002	5	(5)	(23)	(106)	(416)	(1 129)	(527)	(90)	(2 300)	
13.3	2 340	0.039	90	5	(5)	(23)	(106)	(416)	(1 129)	(527)	(2 300)	
13.6	2 400	0.229	527	91	5	(5)	(23)	(106)	(416)	(1 129)	(2 300)	
13.9	2 400	0.491	1 129	536	94	5	(5)	(23)	(106)	(416)	(2 310)	2 400
13.12	2 520	0.181	416	1 149	550	97	5	(5)	(23)	(106)	(2 350)	2 430
13.15	2 600	0.046	106	423	1 178	568	98	5	(5)	(23)	(2 410)	2 480
13.18	2 700	0.010	23	108	434	1 218	577	101	5	(5)	(2 470)	2 500
13.21	2 810	0.002	5	23	110	448	1 237	596	105	6	2 530	2 520
13.24	2 900		6	5	24	114	456	1 277	618	110	2 610	2 640
14.3	3 010		117	6	5	25	116	470	1 325	643	2 700	2 740
14.6	3 190		664	113	6	5	25	120	489	1 380	2 810	2 820
14.9	3 350		1 424	689	124	7	5	26	124	509	2 910	2 940
14.12	3 600		525	1 478	731	131	7	5	27	129	3 030	3 060
14.15	4 500		133	545	1 566	767	140	9	5	28	3 190	3 200
14.18	6 000		29	138	577	1 645	825	175	12	6	3 410	3 300
14.21	7 000		6	30	147	606	1 768	1 030	234	14	3 840	3 500
14.24	7 520		15	6	32	154	651	2 210	1 374	273	4 710	4 550
15.3	8 100		293	16	6	34	166	814	2 946	1 603	5 880	5 900
15.6	8 800		1 720	316	18	7	36	206	1 086	3 437	6 830	6 820
15.9	9 300		3 690	1 854	343	19	7	45	276	1 267	7 500	7 700
15.12	9 500		1 360	3 980	2 015	362	19	9	60	322	8 130	8 380
15.15	9 700		346	1 465	4 320	2 130	370	19	12	70	8 730	8 950
15.18	9 700		75	372	1 593	4 565	2 175	378	19	14	9 190	9 310
15.21	9 650		15	81	405	1 683	4 660	2 220	378	19	9 460	9 600
⋮	⋮		⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

注：表中带括号的数值，系假设 12 日 24 时前的入流恒为 2 300m^3/s 计算而得。

有支流河段的流量演算法基本原理仍是求解河段水量平衡方程和河槽蓄泄方程：

$$\sum_{i=1}^{n}(Q_{上i,1}+Q_{上i,2})\frac{\Delta t}{2}-(Q_{下,1}+Q_{下,2})\frac{\Delta t}{2}=S_2-S_1 \tag{3-35}$$

$$W=f(Q_{上1},Q_{上2},\cdots,Q_{上n},Q_{下}) \tag{3-36}$$

式中，$Q_{上i,1}$，$Q_{上i,2}$是上游各站时段始、末的入流流量，其余符号的含义同前。演算法的关键依然是对槽蓄方程的处理。

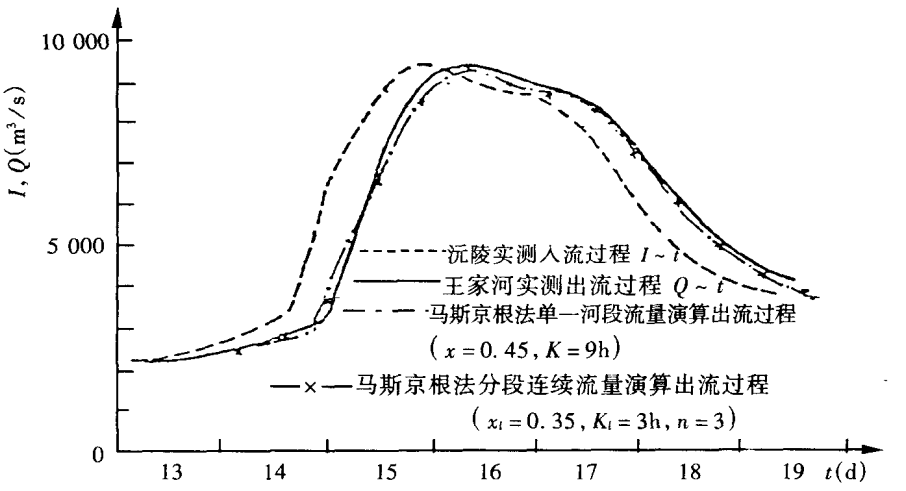


图 3－12　沅水沅陵—王家河 1968 年 7 月的一次洪水实测与计算出流过程线对比图

目前常用的演算方法有两种：

（一）把干、支流各河段作为相互独立的无支流河段计算

对于干、支流间互相干扰作用不大的有支流河段（如山区性河流），可把干、支流各视作相互独立的无支流河段，求得各自的流量演算参数，分别把各上游站的入流量演算到下游站，然后叠加即为出流量过程。因此这类方法又称“先演后合法”。

推求演算参数时，一般是从实测资料中选择一条河流洪水大而其他河流洪水很小的流量资料，分析确定洪水大的河流的演算参数如 x，K 等，其他河流的参数可通过对比分析进行估算。例如，假定各支流的 x_i 值相等，各支流的 K_i 值按河段长度 L_i 或传播时间 τ_i 成正比确定之，即 $K_1 : K_2 : K_3 : \cdots = L_1 : L_2 : L_3 : \cdots$ 或 $K_1 : K_2 : K_3 : \cdots = \tau_1 : \tau_2 : \tau_3 : \cdots$，然后求得干、支流各河段的演算系数与演算公式。

（二）把有支流河段作为一个整体计算

如果干、支流汇合处的干扰作用很大，需把有支流河段视作一个整体，即将河段各上游站流量之和 $\sum_{i=1}^{n} Q_{上i}$ 演算到下游断面。因此，这类方法又称“先合后演法”。例如，渠江风滩、东林至苟渡口河段，上游干、支流上有 2 个站，其流量演算公式是：

当 $6\,000\text{m}^3/\text{s} \geqslant \sum_{1}^{2} Q_{上i} \geqslant 2\,000\text{m}^3/\text{s}$ 时，整体河段的 $x = 0.35$，$K = \Delta t = 15\text{h}$，其演算方程为

$$Q_{下,2} = 0.13\sum_{1}^{2} Q_{上i,2} + 0.74\sum_{1}^{2} Q_{上i,1} + 0.13Q_{下,1}$$

当 $6\,000\text{m}^3/\text{s} < \sum_{1}^{2} Q_{上i} < 20\,000\text{m}^3/\text{s}$ 时，整个河段的 $x = 0.40$，$K = \Delta t = 15\text{h}$，其演算方程为

$$Q_{下,2} = 0.09\sum_{1}^{2} Q_{上i,2} + 0.82\sum_{1}^{2} Q_{上i,1} + 0.009Q_{下,1}$$

其中，$\sum_{1}^{2} Q_{上i}$ 是风滩、东林同时刻流量之和。

但通常情况下，由于各支流的传播时间不同，对槽蓄曲线有影响，应用马斯京根法时，假定各支流的 x_i 和 K_i 相等，$S_i = K_i Q_{上i}$，实际上 K_i 不等，各 S_i 值在 $S(=\sum_{i=1}^{n} S_i)$ 中的比重就不一致了。常用的解决办法有两种：

1. 虚设上游断面

如图 3－13 所示，若 2，1 断面至 3 号断面的传播时间 $\tau_2 > \tau_1$，可虚设 2′断面，使 $\tau_{2'} = \tau_1$，用 $Q_{上1} + Q_{上2'}$ 与 Q_3 建立槽蓄曲线，以消除因 τ_i 不等所造成的影响。$Q_{上2'}$ 值由 $Q_{上2}$ 经 2－2′河段演算而得，如果 2－2′河段的调蓄作用小，也可取 $Q_{上2',\tau} = Q_{上2,\tau-\Delta\tau}$（$\Delta\tau$ 为 2－2′河段的传播时间）。

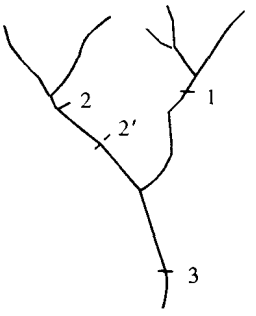


图 3－13　虚设上游断面示意图

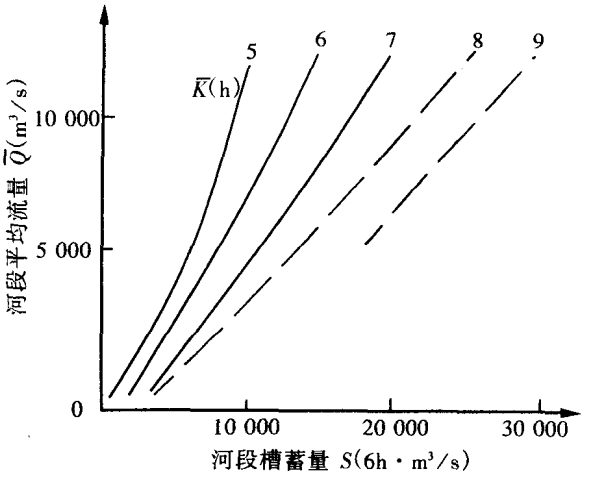


图 3－14　有支流河段槽蓄曲线

2. 建立 $S = f(Q, K)$ 槽蓄曲线

图 3－14 为有支流河段槽蓄曲线。在稳定流状态下：

$$Q_{下} = \sum_{i=1}^{n} Q_{上i}$$

$$S = \sum_{i=1}^{n} K_i Q_{上i}$$

在非稳定流时，各支流入流量 $Q_{上i}$ 所形成的出流量为 $Q_{下i} = \alpha_i Q_{上i}$，α_i 反映支流洪水波运动特性的系数，涨洪时 $\alpha_i < 1.0$，落洪时 $\alpha_i > 1.0$，稳定流时 $\alpha_i = 1.0$。则

$$Q_{下} = \sum_{i=1}^{n} Q_{下i} = \sum_{1}^{n} \alpha_i Q_{上i} \tag{3-37}$$

同理，各支流的示储流量：

$$Q'_i = x_i Q_{上i} + (1 - x_i)\alpha_i Q_{上i} \tag{3-38}$$

槽蓄量：

$$S = \sum_{i=1}^{n} K_i Q'_i = \sum_{i=1}^{n} K_i [x_i Q_{上i} + (1 - x_i)\alpha_i Q_{上i}] \tag{3-39}$$

假定 $\alpha_1 = \alpha_2 = \cdots = \alpha_n = \alpha$，$x_1 = x_2 = \cdots = x_n = x$

由式(3－37)可得

$$\alpha = \frac{Q_{下}}{\sum_{i=1}^{n} Q_{上i}}$$

而

$$S = \sum_{i=1}^{n} K_i\left[xQ_{上i} + (1-x)\frac{Q_{下}}{\sum_{i=1}^{n} Q_{上i}}Q_{上i}\right]$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^{n} K_iQ_{上i}}{\sum_{i=1}^{n} Q_{上i}}\left[x\sum_{i=1}^{n} Q_{上i} + (1-x)Q_{下}\right]$$

$$= \overline{K}Q' \tag{3-40}$$

式中，$\overline{K} = \sum_{i=1}^{n} K_iQ_{上i}/\sum_{i=1}^{n} Q_{上i}$ 是以 $Q_{上i}/\sum_{i=1}^{n} Q_{上i}$ 为权重的有支流河段平均 K 值，$Q' = x\sum_{i=1}^{n} Q_{上i} + (1-x)Q_{下}$ 为有支流河段的示储流量。

实用中，为了简便，用河段平均流量 $\overline{Q}$ 代替 Q'，建立如图 3－14 所示的槽蓄曲线：

$$S = f\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} K_iQ_{上i}}{\sum_{i=1}^{n} Q_{上i}}, \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_{上i} + Q_{下}}{2}\right) = f(\overline{K}, \overline{Q}) \tag{3-41}$$

有了槽蓄曲线，即可与式(3－35)联解求得 $Q_{下,2}$ 值。

第四章　洪水实时预报方法

第一节　概　　述

一、洪水实时预报的意义

自然界的水文现象及其要素(流量、水位等)都遵循其内在的运动规律,每时每刻都处在运动和变化之中,当人们认识和掌握了这些水文变化规律时,就可以以基本物质运动原理为基础,建立各种水文预报方法或水文模型,模拟或预测未来的水文现象及其运动要素特征值。然而,水文现象受到自然界中众多因素的影响,这些影响因素又大多具有不确定性的时变特征,给人们在认识和掌握水文现象运动规律时造成困难。因此,人们在水文预报中所采用的各种方法或模型都不可能将复杂的水文现象模拟得十分确切,水文预报估计值与实际出现值的偏差,即预报误差是不可避免的。

现代科学技术的迅猛发展,如电子计算机、遥感遥测以及现代通讯新技术在水文领域中的广泛应用,使得我们在水文预报中能迅速获得反馈的实测信息。实时预报就是利用在作业预报过程中,不断得到预报值与实测值的误差信息,运用现代系统理论方法及时地校正、改善预报估计值或水文预报模型中的参数,使以后阶段的预报误差尽可能减小,预报结果更接近实测值。

洪水实时预报是近20多年来,国内外积极探索动态预报洪水变化过程的现代水文预报方法。它是洪水预警系统或洪水实时联机预报系统中研究的核心部分。洪水实时预报涉及到洪水预报模型和洪水实时预报校正方法两方面的内容。洪水预报模型从根本上决定了水文模型能否最佳地模拟所研究的水文物理过程,刻画水文系统变化的动态规律;实时校正方法是根据水文模型预报与实测洪水的误差信息,应用现代系统理论和方法,建立洪水实时预报校正模型,采用自适应技术进一步提高洪水预报精度,使洪水预报系统臻于完善。

二、洪水预报模型

洪水预报方法由来已久,在长期的防洪兴利实践中,人们积累了一些可贵和有效的实际经验,对于提高洪水预报水平起到了一定的作用。但这些经验和方法在现代系统理论引入洪水预报理论之前,都只是预报人员的个人实践经验和鉴别认识的能力,因而在使用和推广这些方法和经验时都有一定的局限性,应用受到一定的限制。水文预报从经验性阶段向现代水文预报方向发展,可以归结为现代系统理论向水文预报技术的渗透。

把系统模拟的概念和方法引入水文学,制作模拟水文系统的数学模型,称为水文数学模型。水文数学模型可以分为确定性模型和不确定性模型两类,确定性模型是描述水文现象必然规律的数学结构,不确定性模型是描述水文现象非确定性的数学结构。对于水文模型而言,

确定性模型可分为集总式和分散式两种模型类型，前者忽略水文模型空间分布的差异性，后者则相反。此外，如果模型的输入和输出满足线性叠加原理，称为线性模型，否则称之为非线性模型；如果模型参数是随着时间变化的，则称为时变模型，否则称之为时不变模型；如果模型相对于模型的待定参数是线性关系结构，则称为“显式”模型结构，否则称之为“隐式”模型结构。

对流域内发生的降雨径流过程进行模拟的数学模型，称为流域水文模型。它是以流域为研究对象，将流域上的降雨过程，模拟计算出流域出口断面的流量过程。流域水文模型中，采用一定的水文物理概念作为基础，进行推理概化，并从实测的水文资料中推求模型参数，为区别于严格的数学物理模型，因而称之为概念性水文模型。

流域水文模型的研究始于20世纪50年代，70年代至80年代中期是发展高潮时期。目前，世界上有200多种流域水文模型，其中比较著名的有：澳大利亚气象局模型(CBM)，法国海外科技研究办公室的模型(Girardi)，日本国家防灾研究中心的水箱模型(TANK)，罗马尼亚气象和水文所的洪水预报模型(IMHZ)，美国陆军工程师团的径流综合水库调节模型(SSARR)，美国国家天气局的水文模型(NWSH)，美国国家天气局河流预报中心的萨克拉门托模型(SRFCH)，原苏联水文气象中心降雨径流模型(HMC)，意大利帕维亚大学的约束线性系统模型(CLS)和我国的新安江系列模型。

三、洪水实时预报校正方法

(一) 水文预报误差的来源

洪水预报实时校正所依据的基本资料是水文预报模型的预报值与实测值的差值，即预报误差，又称新息。预报误差的来源大致有如下几个方面。

1. 模型结构误差

预报方案采用的预报方法或水文预报模型都是对实际流域进行概化后建立的，例如将空间分布的水文气象要素表示成流域上平均值的处理；将水文循环过程进行人为分离，并用不同程度简化的模型予以描述等，这样不完善性处理引起的误差称为模型结构误差。

2. 模型参数估计误差

水文模型中的参数不论采用何种方法优选率定，即模型参数识别，其识别的模型参数对其真值来讲，总是存在着误差的。另外，根据各场洪水优选的模型参数，它反映的是已往各场洪水平均最优的情况，而对某一特定场次的洪水，它并非是最合适的。

3. 模型输入资料误差

进行水文预报所输入的资料通常是降雨、流量和流域蒸散发量，这些资料或由实测获得，或根据天气预报估算得到。前者存在着测验和时段统计平均误差，后者则存在着相当大的预报误差。

(二) 实时预报校正模型

洪水实时预报校正方法包含两方面的内容：一是实时预报校正模型，二是实时校正方法。实时预报校正模型在很大程度上取决于水文模型的结构。

1.“显式”结构水文模型

当水文模型为“显式”结构时，即模型相对于模型的待定参数是线性关系。一种处理方法是将水文系统视为动态系统，利用新的观测信息实时校正水文模型的动态参数，使模型预报值快速跟踪系统的动态变化过程。这种方法实际上是将水文模型处理成为时变参数的模型。这

种处理方式中，模型的动态参数“在线”识别和实时预报是关键。另一种处理方法是将水文预报模型改造成系统状态方程和系统观测方程，利用滤波的方法进行实时校正。在这种处理方法中，系统状态方程和系统观测方程的建立和滤波技术是关键。

2.“隐式”结构水文模型

一般来讲，流域概念性水文模型是较复杂的“隐式”结构，很难用实测数据实时修正模型参数。目前在处理这类模型时，一种方法是对模型进行“显式”化处理；另一种方法是基于确定性流域水文模型的计算流量序列$\{Q_m(j), j=1,\cdots,t\}$与实测流量序列的残差序列$\{\mathrm{d}Q(j), j=1,\cdots,t\}$，建立流量残差预报的“显式”模型（如 AR 或 ARMA 模型）。流域洪水预报即用预报的流量残差叠加到模型的计算流量上，从而完成洪水实时校正预报。

（三）实时校正方法与技术

为了提高洪水预报精度，就必须尽量减少预报误差。根据预报误差来源的不同，实时预报校正可采用如下方法。

1. 对模型参数实时校正

采用这种方法认为水文预报方法或水文模型的结构是有效的，只是由于存在数据的观测误差，导致率定的模型参数不准确，或是率定的模型参数对具体场次的洪水并非最优。因此，在实际作业预报过程中，根据实际的预报误差不断地修正模型参数，以提高此后的预报精度。对模型参数进行实时校正的方法有最小二乘估计等算法。

2. 对模型预报误差进行预测

对已出现的预报误差时序过程进行分析，寻求其变化规律建立合适的预报误差模型。通过推求未来的误差值以校正尚未出现的预报值，从而达到提高预报的精度。

3. 对状态变量进行估计

预报模型中能控制当前及以后时刻系统状态和行为的变量，称为状态变量。对状态变量的估计，是认为预报误差来源于状态估计的偏差和实际观测的误差，通过实时修正状态变量来校正以后的预报值，从而提高预报的精度。卡尔曼滤波就是对状态变量进行实时校正的一种算法。

第二节　洪水实时预报的最小二乘法

在水文预报模型参数的估计中，最小二乘法是一种常用的估计方法。由最小二乘获得的估计，在一定条件下具有最佳的统计特性。估计是一致的、无偏的和有效的。这种方法既可用于线性系统模型，也可用于非线性系统模型；既可用于利用历史资料进行模型参数的估计，也可用于利用现时观测资料进行模型参数的实时校正。在洪水预报中，衰减记忆递推最小二乘法可以充分利用新息，实时跟踪模型参数的变化，不断对预报误差进行修正，提高洪水预报精度。

一、最小二乘估计的基本算法

通过最小二乘估计可以获得一个在最小方差意义上与实测数据拟合最好的模型。假定变量 y 与一个 n 维变量 $X=(x_1,x_2,\cdots,x_n)$ 的线性关系为

$$y=\theta_1x_1+\theta_2x_2+\cdots+\theta_nx_n \tag{4-1}$$

其中，$\Theta=(\theta_1,\theta_2,\cdots,\theta_n)^T$ 是一个待定的参数向量，我们可以通过不同时刻对 y 及 X 的观测值估计出它们的数值。

设 $y(i)$和 $x_1(i),x_2(i),\cdots,x_n(i)$为在 i 时刻所观测得的数据，$i=1,2,\cdots,m$。可以用 m 个方程表示这些数据的关系为

$$y(i)=\theta_1x_1(i)+\theta_2x_2(i)+\cdots+\theta_nx_n(i) \quad (4-2)$$
$$i=1,2,\cdots,m$$

式(4-2)可用矩阵形式表示成

$$Y=X\Theta \quad (4-3)$$

其中
$$Y=\begin{bmatrix}y(1)\\y(2)\\\vdots\\y(m)\end{bmatrix},\quad X=\begin{bmatrix}x_1(1),x_2(1),\cdots,x_n(1)\\x_1(2),x_2(2),\cdots,x_n(2)\\\vdots\quad\vdots\quad\vdots\quad\vdots\\x_1(m),x_2(m),\cdots,x_n(m)\end{bmatrix},\quad \Theta=\begin{bmatrix}\theta_1\\\theta_2\\\vdots\\\theta_n\end{bmatrix}$$

当 $m=n$ 时，若 X 的逆矩阵存在时，式(4-3)可以得到惟一的解。由于测量的数据不可避免地存在着误差，用 n 组数据估计 n 个参数，必然带来较大的估计误差。为了获得更可靠的结果，增加测量次数，使 $m>n$。m 超过一般方程组所需的定解条件数 n，这种情况在水文问题中经常遇到。最小二乘原理指出，最可信赖的参数值 Θ 应在使残余误差平方和最小的条件下求出。

设估计误差向量 $V=(v_1,v_2,\cdots,v_n)^T$，并令

$$V=Y-X\Theta \quad (4-4)$$

目标函数

$$J=\sum_{i=1}^{m}V_i^2=V^TV=\min \quad (4-5)$$

即
$$\begin{aligned}J&=V^TV=(Y-X\Theta)^T(Y-X\Theta)\\&=(Y^T-\Theta^TX^T)(Y-X\Theta)\\&=Y^TY-\Theta^TX^TY-Y^TX\Theta+\Theta^TX^TX\Theta\end{aligned}$$

将 J 对 Θ 求偏微分，并令其等于零，则可求得使 J 趋于最小的估计值 $\hat{\Theta}$，即

$$\left.\frac{\partial J}{\partial\Theta}\right|_{\Theta=\theta}=-2X^TY+2X^TX\hat{\Theta}=0$$

由此可得

$$X^TX\hat{\Theta}=X^TY \quad (4-6)$$

解得 $\hat{\Theta}$ 为
$$\hat{\Theta}=(X^TX)^{-1}X^TY \quad (4-7)$$

这个结果就称为 Θ 的最小二乘估计。

二、最小二乘估计的递推算法

最小二乘估计的基本算法是利用已获得的所有观测数据进行整批运算处理，又称为最小二乘的整批算法。整批算法适用于模型参数的离线估计。当每新增加观测数据时，若采用整批算法就需重新求解矩阵(4-7)式。当新增的数据愈来愈多时，矩阵 X 将逐次扩大，使得完成矩阵 X^TX 的求逆运算很费计算机机时。同时，保存全部观测数据的 X 要求有很大的计算机存储量。最小二乘的递推算法就是在每次取得新的观测数据后，在前次估计结果的基础上，利用新加入的观测数据对前次估计的结果进行修正，从而递推地估算出新的参数估计值。这样随着新的观测数据的逐次加入，一步一步地进行参数修正，实现参数的在线估计。

矩阵方程(4-3)式是一个包含 m 个方程的方程组。现在引入 m 作为 Y 及 X 的下角标，则

$$Y_m = X_m\Theta \tag{4-8}$$

同时方程(4-3)中的 Θ 也就相应改为 $\hat{\Theta}(m)$，表示是由 m 组观测值所估计的参数，即

$$\hat{\Theta}(m) = (X_m^T X_m)^{-1} X_m^T Y_m \tag{4-9}$$

假定又获得了一个新的方程，它就是第 $m+1$ 个，

$$y(m+1) = \theta_1 x_1(m+1) + \theta_2 x_2(m+1) + \cdots + \theta_n x_n(m+1)$$

若定义 $X^T(m+1) = [x_1(m+1), x_2(m+1), \cdots, x_n(m+1)]$

则有

$$y(m+1) = X^T(m+1)\Theta \tag{4-10}$$

现在 $m+1$ 个方程的方程组可写为

$$Y_{m+1} = X_{m+1}\Theta \tag{4-11}$$

其中

$$Y_{m+1} = \begin{bmatrix} y(1) \\ \vdots \\ y(m) \\ y(m+1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_m \\ y(m+1) \end{bmatrix}; \qquad X_{m+1} = \begin{bmatrix} x_1(1), \cdots, x_n(1) \\ x_1(2), \cdots, x_n(2) \\ \vdots \qquad\qquad \vdots \\ x_1(m), \cdots, x_n(m) \\ x_1(m+1), \cdots, x_n(m+1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_m \\ X_{(m+1)}^T \end{bmatrix}$$

新的最小二乘估计是

$$\hat{\Theta}(m+1) = (X_{m+1}^T X_{m+1})^{-1} X_{m+1}^T Y_{m+1} \tag{4-12}$$

定义矩阵：

$$P(m) = (X_m^T X_m)^{-1} \tag{4-13}$$

$$\begin{aligned} P(m+1) &= (X_{m+1}^T X_{m+1})^{-1} \\ &= \left[(X_m^T X(m+1)) \begin{pmatrix} X_m \\ X^T(m+1) \end{pmatrix} \right]^{-1} \\ &= [X_m^T X_m + X(m+1) X^T(m+1)]^{-1} \\ &= [P^{-1}(m) + X(m+1) X^T(m+1)]^{-1} \end{aligned} \tag{4-14}$$

式(4-14)中矩阵求逆运算，可以利用矩阵求逆引理将 $P(m+1)$ 转化为不必求逆的递推计算形式。

引理：若 $AA + BC^T$ 和 $I + C^T A^{-1} B$ 都是满秩矩阵，则有如下的恒等式成立：

$$(A + BC^T)^{-1} = A^{-1} - A^{-1} B (I + C^T A^{-1} B)^{-1} C^T A^{-1} \tag{4-15}$$

由此，式(4-14)可化成

$$\begin{aligned} P(m+1) &= [P^{-1}(m) + X(m+1) X^T(m+1)]^{-1} \\ &= P(m) - P(m) X(m+1) [I + X^T(m+1) P(m) X(m+1)]^{-1} X^T(m+1) P(m) \end{aligned} \tag{4-16}$$

注意到式中 $[I + X^T(m+1) P(m) X(m+1)]^{-1}$ 是一个标量，它的求逆只是一个简单的除法，为此，令

$$r(m+1) = [I + X^T(m+1) P(m) X(m+1)]^{-1}$$

于是

$$\begin{aligned} P(m+1) &= P(m) - r(m+1) P(m) X(m+1) X^T(m+1) P(m) \\ &= [I - r(m+1) P(m) X(m+1) X^T(m+1)] P(m) \end{aligned} \tag{4-17}$$

则

$$\begin{aligned}\hat{\Theta}(m+1) &= P(m+1)X_{m+1}^{T}Y_{m+1}\\ &= P(m+1)[X_m^{T}X(m+1)]\begin{bmatrix}Y_m\\ y(m+1)\end{bmatrix}\\ &= P(m+1)[X_m^{T}Y_m + X(m+1)y(m+1)]\end{aligned}$$

由式(4-9)和式(4-14),有

$$\begin{aligned}X_m^{T}Y_m &= P^{-1}(m)\hat{\Theta}(m)\\ &= [P^{-1}(m+1) - X(m+1)X^{T}(m+1)]\hat{\Theta}(m)\end{aligned}$$

所以,

$$\begin{aligned}\hat{\Theta}(m+1) &= P(m+1)\{[P^{-1}(m+1) - X(m+1)X^{T}(m+1)]\hat{\Theta}(m) + X(m+1)y(m+1)\}\\ &= \hat{\Theta}(m) + P(m+1)X(m+1)[y(m+1) - X^{T}(m+1)\hat{\Theta}(m)]\\ &= \hat{\Theta}(m) + K(m+1)[y(m+1) - X^{T}(m+1)\hat{\Theta}(m)]\end{aligned} \tag{4-18}$$

其中，

$$\begin{aligned}K(m+1) &= P(m+1)X(m+1)\\ &= [P(m) - r(m+1)P(m)X(m+1)X^{T}(m+1)P(m)]X(m+1)\\ &= P(m)X(m+1)[I - r(m+1)X^{T}(m+1)P(m)X(m+1)]\\ &= P(m)X(m+1)r(m+1)[\frac{1}{r(m+1)} - X^{T}(m+1)P(m)X(m+1)]\\ &= r(m+1)P(m)X(m+1)\\ &= \frac{P(m)X(m+1)}{I + X^{T}(m+1)P(m)X(m+1)}\end{aligned} \tag{4-19}$$

因此,式(4-17)进一步可写为

$$P(m+1) = [I - K(m+1)X^{T}(m+1)]P(m) \tag{4-20}$$

由式(4-18)、(4-19)和(4-20)就构成了最小二乘的递推算法。在这种算法中,根据 $P(m)$以及新的观测数据可以直接计算矩阵 $K(m+1)$,从而再根据 $\hat{\Theta}(m)$计算出 $\hat{\Theta}(m+1)$,下一次递推计算所需的 $P(m+1)$可以根据 $P(m)$和 $K(m+1)$计算出来。这种算法的优点在于估计模型参数时,不需进行矩阵求逆的运算。

三、衰减记忆的最小二乘递推算法

上述的最小二乘递推算法是假定模拟的对象为定常的线性系统,最新的测量数据与老的数据对参数值的估计都提供同样好的信息。因此,在递推运算的过程中,全部参入计算的观测数据都给予同样的重视。如若模拟的对象为时变的线性系统时,系统动态特征将随时间而变化,最新的观测数据较之老的数据更能反映对象的现时动态特性。衰减记忆最小二乘递推算法就是在递推估计中,通过人为地给数据加权,将过时的老的数据逐渐"遗忘"掉,而突出当前数据的作用。

具体的作法是,每当取得一个新的测量数据时,就将以前的所有数据乘上一个小于 1 的加权因子,即 $0<\lambda<1$。在 m 次观测的基础上,当又增加一次新的观测时,则

$$Y_{m+1} = \begin{bmatrix}\lambda Y_m\\ y(m+1)\end{bmatrix},\quad X_{m+1} = \begin{bmatrix}\lambda X_m\\ X^{T}(m+1)\end{bmatrix} \tag{4-21}$$

将以上关系代入最小二乘参数估计的递推公式中，有

$$\begin{aligned}P(m+1)&=(X_{m+1}^TX_{m+1})^{-1}\\&=\{[\lambda X_m^TX(m+1)]\begin{bmatrix}\lambda X_m\\X^T(m+1)\end{bmatrix}\}^{-1}\\&=[\lambda^2X_m^TX_m+X(m+1)X^T(m+1)]^{-1}\\&=[\lambda^2P^{-1}(m)+X(m+1)X^T(m+1)]^{-1}\end{aligned}$$

根据矩阵求逆引理有：

$$\begin{aligned}P(m+1)&=\frac{1}{\lambda^2}P(m)-\frac{1}{\lambda^2}P(m)X(m+1)[I+X^T(m+1)\frac{1}{\lambda^2}P(m)X(m+1)]^{-1}X^T(m+1)P(m)\\&=\frac{1}{\lambda^2}\{I-P(m)X(m+1)[\lambda^2+X^T(m+1)P(m)X(m+1)]^{-1}X^T(m+1)\}P(m)\end{aligned}\tag{4-22}$$

$$\begin{aligned}X_{m+1}^TY_{m+1}&=\begin{bmatrix}\lambda X_m\\X^T(m+1)\end{bmatrix}^T\begin{bmatrix}\lambda Y_m\\y(m+1)\end{bmatrix}\\&=[\lambda X_m^TX(m+1)]\begin{bmatrix}\lambda Y_m\\y(m+1)\end{bmatrix}\\&=\lambda^2X_m^TY_m+X(m+1)y(m+1)\\&=\lambda^2P^{-1}(m)\hat{\Theta}(m)+X(m+1)y(m+1)\end{aligned}\tag{4-23}$$

将 $P(m+1)$和 $X_{m+1}^TY_{m+1}$代入到下式

$$\begin{aligned}\hat{\Theta}(m+1)&=P(m+1)X_{m+1}^TY_{m+1}\\&=P(m+1)[\lambda^2P^{-1}(m)\hat{\Theta}(m)+X(m+1)y(m+1)]\\&=P(m+1)\{[P^{-1}(m+1)-X(m+1)X^T(m+1)]\hat{\Theta}(m)+X(m+1)y(m+1)\}\\&=\hat{\Theta}(m)+P(m+1)X(m+1)[y(m+1)-X^T(m+1)\hat{\Theta}(m)]\\&=\hat{\Theta}(m)+K(m+1)[y(m+1)-X^T(m+1)\hat{\Theta}(m)]\end{aligned}\tag{4-24}$$

其中，

$$\begin{aligned}K(m+1)&=P(m+1)X(m+1)\\&=\frac{1}{\lambda^2}\{P(m)-P(m)X(m+1)[\lambda^2+X^T(m+1)P(m)X(m+1)]^{-1}X^T(m+1)P(m)\}X(m+1)\\&=P(m)X(m+1)[\lambda^2+X^T(m+1)P(m)X(m+1)]^{-1}\end{aligned}\tag{4-25}$$

将式(4-25)代入式(4-22)中，得

$$P(m+1)=\frac{1}{\lambda^2}[I-K(m+1)X^T(m+1)]P(m)\tag{4-26}$$

令 $\mu=\lambda^2,0<\mu<1$。

选择不同的 μ 就可得到不同的加权效果，μ 值愈小，表示对过去数据“遗忘”得愈快，所以称 μ 为“遗忘因子”。由式(4-24)～(4-26)组成的一组算式称为衰减记忆的最小二乘递推算法。

应用上述推导的衰减记忆最小二乘递推算式进行实时洪水预报时，首先必须确定遗忘因子 μ 值和递推计算的初值$\hat{\Theta}(0)$和 $P(0)$。遗忘因子选择是根据参数估计值 $\hat{\Theta}$跟踪其真值Θ 的程度，由实时预报的效果，对 μ 值进行优选确定的。对初值 $\hat{\Theta}(0)$和 $P(0)$的选取，有两种方法：①整批计算。用最初的 m 个数据直接用最小二乘的整批算法求出$\hat{\Theta}(m)$和 $P(m)$，以此作为递推计算的初值。从 $m+1$ 个数据开始，逐步进行递推计算。②预设初值。直接设定递推

算法的初值 $\hat{\Theta}(0)$，$P(0)=\alpha I$，其中 α 为一个充分大的正数，I 为单位矩阵。在进行递推计算时，尽管开头几步误差较大，但经过多次递推计算后，$\hat{\Theta}$将逐步逼近真值。

应用递推最小二乘方法作实时洪水预报，是一个预报、校正，再预报、再校正，……，连续不断的预报校正过程。即每一时刻的模型参数估计值，都可以用该时刻的观测值进行校正，并将校正后的模型参数，用于下一时刻的模型预报之中。以下结合算例，说明洪水实时预报中的衰减记忆最小二乘递推算法。

例 4-1　某河道断面的洪水流量过程，经分析可采用如下的自回归模型来预报

$$Q(t+1)=\theta_1 Q(t)+\theta_2 Q(t-1)+\theta_3 Q(t-2)$$

式中，$\theta=(\theta_1,\theta_2,\theta_3)$为模型参数。该断面 1985 年 4 月 8～16 日发生一次洪水过程，现在应用衰减记忆最小二乘递推算法进行洪水实时预报。

(1)将选定的水文预报模型写成递推最小二乘的规范形式为

$$y(t+1)=X^T(t+1)\hat{\Theta}(t) \tag{4-27}$$

式中，$y(t+1)=Q(t+1)$；

$X^T(t+1)=(Q(t),Q(t-1),Q(t-2))$；

$\hat{\Theta}(t)=(\theta_1(t),\theta_2(t),\theta_3(t))^T$。

(2)根据该河段以往的洪水流量资料，经综合分析选取遗忘因子 $\mu=0.95$，$\hat{\Theta}(0)=(2.072,-1.719,0.618)^T$，$P(0)=10^{-6}I$。

(3)设 4 月 8 日 20 时为计算初始时间，其计算时段序号 $t=0$，由初始条件 $\hat{\Theta}(0)$，$P(0)$以及 $X^T(1)=(523\quad 570\quad 640)$，应用预报模型式(4-27)预报 4 月 9 日 2 时的流量

$$\begin{aligned}\hat{y}(1)&=X^T(1)\hat{\Theta}(0)=(523\quad 570\quad 640)(2.072\quad -1.719\quad 0.618)^T\\&=499\end{aligned}$$

(4)在 4 月 9 日 2 时，获得实测流量 $Q(1)=512\text{m}^3/\text{s}$ 时，需对模型参数进行校正，应用式(4-25)和式(4-24)，有

$$K(1)=P(0)X(1)[\mu+X^T(1)P(0)X(1)]^{-1}$$

$$=\begin{bmatrix}10^{-6}&0&0\\0&10^{-6}&0\\0&0&10^{-6}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}523\\570\\640\end{bmatrix}\left\{0.95+(523\quad 570\quad 640)\begin{bmatrix}10^{-6}&0&0\\0&10^{-6}&0\\0&0&10^{-6}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}523\\570\\640\end{bmatrix}\right\}^{-1}$$

$$=(0.000\,267\quad 0.000\,291\quad 0.000\,327)^T$$

$$\hat{\Theta}(1)=\hat{\Theta}(0)+K(1)[y(1)-X^T(1)\hat{\Theta}(0)]$$

$$=\begin{bmatrix}2.072\\-1.719\\0.618\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}0.000\,267\\0.000\,291\\0.000\,327\end{bmatrix}(512-499)=\begin{bmatrix}2.075\\-1.715\\0.622\end{bmatrix}$$

(5)应用 $K(1)$和实测流量 $Q(1)$，便可进行下一步递推计算，有

$$P(1)=\frac{1}{\mu}[I-K(1)X^T(1)]P(0)=10^{-7}\begin{bmatrix}9.06&-1.60&-1.80\\-1.60&8.78&-1.96\\-1.80&-1.96&8.32\end{bmatrix}$$

$$\hat{y}(2)=X^T(2)\hat{\Theta}(1)=(512\quad 523\quad 570)(2.075\quad -1.715\quad 0.622)^T=515$$

(6)依上述步骤逐步递推计算,可计算得洪水实时预报过程,如表(4-1)第(4)栏所示。若在第(2)步初值选取时 $\hat{\Theta}(0)$未知,可设 $\hat{\Theta}(0)=(0\quad 0\quad 0)^T$, $P(0)=10^6 I$,经同样步骤递推计算,其结果如表4-1中第(5)栏所示,可以看到预报开始时段误差较大,但经过几个时段的计算之后,也可获得好的预报结果。

表4-1　　某河流断面最小二乘递推洪水实时预报结果

时序	时间(月.日.时)			实测流量(m^3/s)	预报流量(m^3/s)	预报流量(m^3/s)
(1)	(2)			(3)	(4)	(5)
	4	8	8	640	0	0
	4	8	14	570	0	0
0	4	8	20	523	0	0
1	4	9	2	512	499	0
2	4	9	8	547	515	473
3	4	9	14	579	580	655
4	4	9	20	796	579	291
5	4	10	2	1 010	1 016	680
6	4	10	8	1 230	1 112	1 388
7	4	10	14	1 240	1 364	1 544
8	4	10	20	1 110	1 119	1 983
9	4	11	2	954	967	486
10	4	11	8	850	868	783
11	4	11	14	1 070	834	794
12	4	11	20	1 470	1 397	1 481
13	4	12	2	2 360	1 800	1 774
14	4	12	8	3 200	3 253	3 684
15	4	12	14	3 440	3 784	3 757
16	4	12	20	2 970	3 310	2 982
17	4	13	2	2 430	2 327	2 197
18	4	13	8	2 020	2 207	2 562
19	4	13	14	1 860	1 917	2 012
20	4	13	20	1 740	1 939	2 003
21	4	14	2	1 660	1 688	1 691
22	4	14	8	1 620	1 626	1 630
23	4	14	14	1 730	1 607	1 612
24	4	14	20	1 790	1 866	1 887
25	4	15	2	1 600	1 774	1 775
26	4	15	8	1 400	1 328	1 305
27	4	15	14	1 190	1 276	1 272
28	4	15	20	948	1 059	1 053

第三节　洪水实时预报的卡尔曼滤波方法

卡尔曼滤波理论是由卡尔曼(R.E.Kalman)等人于20世纪60年代初提出的,由于它具有无偏最小方差估计的性质,计算采用线性递推的形式,并具有较强的模型适应性,因而在现代科学技术领域得到了广泛的应用。70年代中期国外开始将它引入到水文领域后,国内在80年代也进行了不少尝试和研究,并取得了部分成果。

一、系统状态方程与观测方程

水文系统是指地球大气圈环境内相互作用和相互依赖的若干水文要素组成的具有水循环(演变和转换)功能的整体。如一个流域或一个区域的降雨径流过程等。系统的基本特征是它的状态、输入、输出和干扰。水文系统是一个综合复杂的过程,在应用卡尔曼滤波时,首先要将描述水文系统变化的水文模型转化为动态线性系统。在系统中,任意时刻 t_0 对任一给定的输入信息,能够惟一地决定在任何未来时刻 $t \geqslant t_0$ 时的系统状态和行为的一组最小数目的信息变量,称为系统的状态变量。状态变量可取为可测量的物理量:如水位、流量、降水等;也可取为不可测量的物理量:如流域土壤蓄水量等;以及用模型的参数作为状态变量。状态变量所组成的向量 $X=(x_1,x_2,\cdots,x_n)^T$ 称为状态向量,以 $x_1,x_2,\cdots,x_n$ 为坐标的 n 维空间称为状态空间。

系统的状态是在不断变化的,一个系统在 $t \geqslant t_0$ 时刻的状态完全是由它在 t_0 时刻的状态和在时间(t_0,t)内的已知输入信息惟一决定的,它与系统在 t_0 时刻以前的输入和状态值无关,其动态特性可用系统状态方程和观测方程描述。

(一) 状态方程

对于离散的线性系统,系统状态方程可表示为:

$$X_{t+1}=\Phi_t X_t+B_t U_t+\Gamma_t W_t \tag{4-28a}$$

式中,X_t——系统在 t 时刻的 n 维状态向量;时间 $t=0,1,2,\cdots$;

Φ_t——系统从 t 到 $t+1$ 时刻的 $n\times n$ 维状态转移矩阵;

B_t——$n\times p$ 维系数矩阵,又称为输入分配矩阵;

Γ_t——$n\times r$ 维矩阵,称为系统噪声分配矩阵;

W_t——r 维随机向量,称为系统噪声;

U_t——为 p 维向量,是系统的输入信息向量或外部控制向量。

若不考虑外部控制,则状态方程为:

$$X_{t+1}=\Phi_t X_t+\Gamma_t W_t \tag{4-28b}$$

方程(4-28b)应用在以下推导中,不会失去它的一般性。

系统状态方程可以根据系统构造特点或按有关物理定律求出。它描述了系统过程的状态随时间的演变规律,体现了输入变量或控制变量对系统状态变化的影响。

(二) 观测方程

对离散的线性系统,观测方程可表示为:

$$Y_t=H_t X_t+V_t \tag{4-29}$$

式中,Y_t——t 时刻的 m 维观测向量;时刻 $t=1,2,\cdots$;

H_t——$m \times n$ 维观测矩阵，由它实现系统状态向量 X_t 向观测向量 Y_t 的转换；

V_t——m 维随机向量，称为观测噪声。

（三）随机噪声及其特性

水文系统总是在干扰的环境下工作的，它包括对系统本身的干扰，以及对系统观测过程的干扰。对系统本身所受的干扰可区分为两种不同性质的干扰，即确定性干扰和随机性干扰，它们都是外界环境对系统的作用量。确定性干扰是可测量的，但是不可控制的，例如式(4－28)中的系统输入信息向量 U_t；随机性干扰则事先是不能确切知道的，也是不能控制的，例如式(4－28)中系统噪声 W_t。在系统的观测过程中，必然会引入测量误差等干扰，这些干扰也属于随机性干扰，例如式(4－29)中的观测噪声 V_t。干扰在电学中称为噪声，因此，对水文系统的干扰分别称为系统噪声和观测噪声。在系统辨识和状态预报过程中，引起特别关注的是随机干扰噪声。

系统噪声或观测噪声，当用一个特定的随机过程来描述时，它们的特性就由随机过程的统计特征来反映。随机过程的统计特性可以用它们的数字特征(均值、方差、协方差等)表示。这些统计特征值有时需通过实测数据估计得出，有时可以根据经验得出。一般设系统噪声 W_t 和观测噪声 V_t 为互不相关的白噪声序列，所谓白噪声是指这种噪声序列具有零均值和常数方差，即对所有的 t 和 τ 有：

$$E(W_t) = 0, E(V_t) = 0$$

$$\mathrm{Cov}(W_t, W_\tau) = E(W_t W_\tau^T) = Q_t \sigma_{\tau t}$$

$$\mathrm{Cov}(V_t, V_\tau) = E(V_\tau V_\tau^T) = R_t \sigma_{\tau t}$$

其中，Q，R 为半正定矩阵，$\sigma_{\tau t}$ 为

$$\sigma_{\tau t} = \begin{cases} 1 & t = \tau \\ 0 & t \neq \tau \end{cases}$$

对于系统的初始状态，进一步假设为：

$$E(X_0) = \mu_0$$

$$\mathrm{Var}(X_0) = P_0 = E[(X_0 - \mu_0)(X_0 - \mu_0)^T]$$

X_0 与 W_t 和 V_t 不相关，即

$$\mathrm{Cov}(X_0, W_t) = 0$$

$$\mathrm{Cov}(X_0, V_t) = 0$$

例 4－2 某一河道断面的径流过程，采用自回归模型预报时，有如下形式：

$$Q_t = aQ_{t-1} + bQ_{t-2} + cQ_{t-3} + W_t$$

式中，a，b，c 是模型参数，可以利用该站的实测资料，应用最小二乘的方法优选确定；W_t 是模型的误差，为系统噪声。为了利用卡尔曼滤波方法进行实时预报，需将以上模型写成状态方程和观测方程的表达形式。

在进行方程的描述时，首先要选择状态变量合理的形式。尽管 t 时刻的预报流量 Q_t 是我们感兴趣的，但不能仅仅选择它作为状态变量。因为 Q_t 不仅是 Q_{t-1} 的函数，而且还是 Q_{t-2}，Q_{t-3} 的函数。如果在 $t-1$ 时，选择状态变量

$$X_{t-1} = (Q_{t-1} \quad Q_{t-2} \quad Q_{t-3})^T$$

则 X_{t-1} 就反映出系统关于 Q_t 的全部信息，因而

$$Q_t = (a \quad b \quad c)\begin{bmatrix} Q_{t-1} \\ Q_{t-2} \\ Q_{t-3} \end{bmatrix} + W_t$$

将上式再考虑 X_{t-1}的形式，从而可得系统方程：

$$\begin{bmatrix} Q_t \\ Q_{t-1} \\ Q_{t-2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a & b & c \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} Q_{t-1} \\ Q_{t-2} \\ Q_{t-3} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} W_t$$

可进一步简写为：

$$X_t = \Phi X_{t-1} + \Gamma W_t$$

式中，

$$\Phi = \begin{bmatrix} a & b & c \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}, \quad \Gamma = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

在 t 时刻流量 Q_t 是可观测的，假设测量值 Y_t 受到误差影响，有

$$Y_t = Q_t + V_t$$

式中的测量误差为噪声 V_t。观测方程写成

$$Y_t = (1 \quad 0 \quad 0)\begin{bmatrix} Q_t \\ Q_{t-1} \\ Q_{t-2} \end{bmatrix} + V_t$$

可简写为：

$$Y_t = HX_t + V_t$$

式中，

$$H = (1 \quad 0 \quad 0)。$$

二、滤波方程的简要推导

由于系统的状态 X_t 是不能直接测量到的，观测到的只是 t 时刻的向量 Y_t，而 Y_t 又是 X_t 的线性函数，并受到观测噪声 V_t 的影响，因而必须从观测值 $Y_1, Y_2, \cdots, Y_t$ 中处理噪声的干扰，求得状态 X_t 的估计值，这就是滤波问题。卡尔曼滤波亦称最优滤波。所谓最优滤波是指：已知初始状态及观测序列 $\{Y_t\}$，推求出状态的最优滤波估计值 $X_{t/t}$，使得估计误差

$$\tilde{X}_{t/t} = \hat{X}_{t/t} - X_t \tag{4-30}$$

为无偏最小方差估计，以尽可能排除干扰 W_t 和 V_t 的影响。实时预报就是根据 t 时刻最优滤波 $\hat{X}_{t/t}$，对系统的未来状态 $X_{t+\tau}$作出估计（$\tau > 0$）。

设在 t 时刻的状态估计值 $\hat{X}_{t/t}$，由 $t-1$ 时刻的状态预报估计值 $\hat{X}_{t/t-1}$和新观测值 Y_t 线性组合而成：

$$\hat{X}_{t/t} = K'_t \hat{X}_{t/t-1} + K_t Y_t \tag{4-31}$$

式中，K'_t 和 K_t 为待定的时变权重矩阵，将由无偏最小方差估计要求确定。令状态估计的误差为：

$$\left.\begin{aligned} \tilde{X}_{t/t} &= \hat{X}_{t/t} - X_t \\ \tilde{X}_{t/t-1} &= \hat{X}_{t/t-1} - X_t \end{aligned}\right\} \tag{4-32}$$

以式(4-32)和式(4-29)代入式(4-31)，得

$$\tilde{X}_{t/t} = (K'_t + K_t H_t - I)X_t + K'_t \tilde{X}_{t/t-1} + K_t V_t$$

式中，I 为单位矩阵。由定义可知，观测噪声有零均值，即 $E(V_t) = 0$。这样要使估计值是无偏的，只要使 $K'_t + K_t H_t - I = 0$，就有 $E(\tilde{X}_{t/t}) = 0$，从而保证得到 $\hat{X}_{t/t}$ 的无偏估计值，即：

$$K'_t = I - K_t H_t$$

将上式代入式(4-31)，经进一步整理，有

$$\hat{X}_{t/t} = \hat{X}_{t/t-1} + K_t(Y_t - H_t \hat{X}_{t/t-1}) \tag{4-33}$$

相应的估计误差为：

$$\tilde{X}_{t/t} = (I - K_t H_t)\tilde{X}_{t/t-1} + K_t V_t \tag{4-34}$$

式(4-33)中仅有一个待定系数矩阵 K_t，称其为卡尔曼增益矩阵。式中 $Y_t - H_t \hat{X}_{t/t-1}$ 是预报残差，也称为滤波新息。式(4-33)的含义是滤波值等于预报值加一修正项，该修正项由预报残差乘增益矩阵构成。

增益矩阵 K_t 是由最小方差性质的要求来确定的，最小方差性就是要求估计误差协方差矩阵 $P_{t/t}$ 达到极小。误差协方差矩阵 $P_{t/t}$，

$$\begin{aligned} P_{t/t} &= E(\tilde{X}_{t/t}\tilde{X}^T_{t/t}) \\ P_{t/t-1} &= E(\tilde{X}_{t/t-1}\tilde{X}^T_{t/t-1}) \end{aligned} \tag{4-35}$$

将式(4-34)代入式(4-35)，同时注意到 $E(\tilde{X}_{t/t-1} V_t^T) = 0$，$E(V_t \tilde{X}^T_{t/t-1}) = 0$，以及 $R = E(V_t V_t^T)$，得 $P_{t/t}$ 的表达式为：

$$P_{t/t} = (I - K_t H_t)P_{t/t-1}(I - K_t H_t)^T + K_t R K_t^T \tag{4-36}$$

由矩阵极小值原理，选择最优的 K_t，使目标函数

$$J = \mathrm{Trace}(P_{t/t}) = \min$$

式中，Trace 为矩阵的迹，即矩阵主对角线各元素之和。

$$\frac{\partial}{\partial K_t^T}\mathrm{Trace}(P_{t/t-1} - K_t H_t P_{t/t-1} - P_{t/t-1} H_t^T K_t^T + K_t H_t P_{t/t-1} H_t^T K_t^T + K_t R K_t^T)$$

$$= -2(I - K_t H_t)P_{t/t-1} H_t^T + 2K_t R = 0$$

从而解出 K_t 的最优值：

$$K_t = P_{t/t-1} H_t^T (H_t P_{t/t-1} H_t^T + R)^{-1} \tag{4-37}$$

将 K_t 代入式(4-36)，得：

$$\begin{aligned} P_{t/t} &= P_{t/t-1} - P_{t/t-1} H_t^T (H_t P_{t/t-1} H_t^T + R)^{-1} H_t P_{t/t-1} \\ &= (I - K_t H_t) P_{t/t-1} \end{aligned} \tag{4-38}$$

对状态的预报可由式(4-32)，有

$$X_{t+1} = \hat{X}_{t+1/t} - \tilde{X}_{t+1/t}$$

$$X_t = \hat{X}_{t/t} - \tilde{X}_{t/t}$$

代入式(4-28a)并取期望值，同时注意到 $E(\tilde{X}_{t+1/t}) = 0$，$E(\tilde{X}_{t/t}) = 0$，$E(W_t) = 0$，从而得到状态预测递推公式

$$\hat{X}_{t+1/t} = \Phi_t \hat{X}_{t/t} \tag{4-39}$$

将式(4-39)代入式(4-29),并注意到 $E(V_{t+1})=0$,从而得到观测向量预测递推算式

$$Y_{t+1/t}=H_t\hat{X}_{t+1/t} \tag{4-40}$$

将式(4-39)减去式(4-28a),得到状态估计误差表达式为

$$\tilde{X}_{t+1/t}=\Phi_t\tilde{X}_{t/t}+\Gamma_{t+1}W_{t+1}$$

由上式可导出 $P_{t+1/t}$的递推公式

$$\begin{aligned}P_{t+1/t}&=E(\tilde{X}_{t+1/t}\tilde{X}^T_{t+1/t})\\&=\Phi_tE(\tilde{X}_{t/t}\tilde{X}^T_{t/t})\Phi_t^T+\Gamma_{t+1}E(W_{t+1}W^T_{t+1})\Gamma^T_{t+1}\\&=\Phi_tP_{t/t}\Phi_t^T+\Gamma_{t+1}Q\Gamma^T_{t+1}\end{aligned} \tag{4-41}$$

对于有确定输入项的状态方程式(4-28),对以上所有递推计算公式只需修正状态预测方程式(4-39)即可,改写为

$$\hat{X}_{t+1/t}=\Phi_t\hat{X}_{t/t}+B_tU_t \tag{4-42}$$

以上推导的式(4-39),(4-41),(4-37),(4-33)和(4-38)组成了卡尔曼滤波递推计算的全部公式。

三、卡尔曼滤波实时预报算法

应用卡尔曼滤波作实时预报,是一个预报、校正、再预报、再校正,……,连续不断地预报校正过程。即每一时刻的状态预报可用该时刻的观测值进行校正,并将所得的状态估计更新进行下一时刻的状态预报。其具体计算步骤如下:

(1)根据水文系统过程,适当地选取初始状态 $\hat{X}_{0/0}$和初始误差协方差矩阵 $\hat{P}_{0/0}$,以及 Q_0,Γ_0 和 R_1。

(2)由 Φ_t,$X_{t-1/t-1}$,$P_{t-1/t-1}$应用式(4-39)或式(4-42)对状态 $\hat{X}_{t/t-1}$进行预测;

(3)由 H_t,应用式(4-40)对观测值 $Y_{t/t-1}$进行预测;

(4)应用式(4-41)求预报误差协方差矩阵 $P_{t/t-1}$;

(5)应用式(4-37)计算增益矩阵 K_t;

(6)用 t 时刻实测的 Y_t,应用式(4-39)求状态滤波 $\hat{X}_{t/t}$;

(7)由式(4-38),计算滤波误差协方差矩阵 $P_{t/t}$;

(8)求得 $\hat{X}_{t/t}$,$P_{t/t}$之后,再回到第(2)步,即可对下一时刻的值实现递推计算。

从以上计算步骤可以看到,应用卡尔曼滤波方法,首先应确定状态方程和观测方程中的 Φ、B、和 H 矩阵。如果它们都是时不变的常数矩阵,则称此系统为定常系统。系统中,Φ 和 B 矩阵采用系统识别的方法确定(如最小二乘法),Q 和 R 的值可通过优选计算或通过分析确定。其次,初始状态估计值 $\hat{X}_{0/0}$和初始误差协方差矩阵 $P_{0/0}$,在递推计算前必须确定。由于水文系统是一个连续动态系统,可以根据事先的某些系统信息来确定其初始值。选取的初值 $\hat{X}_{0/0}$和 $P_{0/0}$可能估计得不很准确,但它们的取值仅仅只对开始几个时段的估计值有影响,对以后预报值的影响很小。

例4-3 某河道断面1985年4月8~16日洪水过程如表4-2中第(1)~(3)栏所列,经分析该河道断面的流量过程可采用自回归模型来预测,其模型结构为:

$$Q_t = aQ_{t-1} + bQ_{t-2} + cQ_{t-3} + W_t$$

式中，a, b, c 为模型参数，根据该河段已往的洪水流量资料经优选方法识别其值分别为 $a = 2.072, b = -1.719, c = 0.618$。现应用卡尔曼滤波方法对该场洪水过程进行实时模拟预报，说明卡尔曼滤波方法的递推计算过程。

将径流自回归预报模型写成状态方程和观测方程的形式。由本章例 4-2 的结果，其方程写为

$$X_t = \Phi X_{t-1} + \Gamma W_t$$

$$Y_t = HX_t + V_t$$

式中，$X_t = \begin{bmatrix} Q_t \\ Q_{t-1} \\ Q_{t-2} \end{bmatrix}$，$\Phi = \begin{bmatrix} 2.072 & -1.719 & 0.618 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$，$\Gamma = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$，

$H = (1 \quad 0 \quad 0)$，$V_t = 0$，$Q = \begin{bmatrix} 2\,048 & 0 & 0 \\ 0 & 2\,048 & 0 \\ 0 & 0 & 2\,048 \end{bmatrix}$。

矩阵 Q 中主对角线上的元素是自回归模型预报流量的残差方差。

(2)设 4 月 8 日 20 时为计算的初始时间，其计算时段序号 $t = 0$。根据该时间已知的流量资料，取初始的状态和初值误差协方差分别为

$$\hat{X}_{0/0} = \begin{bmatrix} 523.00 \\ 570.25 \\ 640.00 \end{bmatrix}, \quad P_{0/0} = \begin{bmatrix} 2\,998 & 0 & 0 \\ 0 & 56 & 0 \\ 0 & 0 & 3\,875 \end{bmatrix}$$

矩阵 $P_{0/0}$ 中主对角线上的元素由以下方法确定：

①计算初始状态 $\hat{X}_{0/0}$ 中各元素和的平均值，即 $(640 + 570.25 + 523)/3 = 577.75$；

②计算初始状态 $\hat{X}_{0/0}$ 中各元素的方差，其值分别为 $(523 - 577.75)^2 = 2\,998$；$(570.25 - 577.75)^2 = 56$；$(640 - 577.75)^2 = 3\,875$。

(3)由设定的初始条件，应用卡尔曼滤波递推计算第(2)~(5)步骤，有

状态预测：$\hat{X}_{1/0} = \Phi \hat{X}_{0/0} = \begin{bmatrix} 2.072 & -1.719 & 0.618 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 523.00 \\ 570.25 \\ 640.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 498.92 \\ 523.00 \\ 570.25 \end{bmatrix}$

观测值预测：

$$\hat{y}_{1/0} = H\hat{X}_{1/0} = (1 \quad 0 \quad 0) \begin{bmatrix} 498.92 \\ 523.00 \\ 570.25 \end{bmatrix} = 498.92$$

预报误差协方差矩阵

$$P_{1/0} = \Phi P_{0/0} \Phi^T + Q = \begin{bmatrix} 2.072 & -1.719 & 0.618 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2\,998 & 0 & 0 \\ 0 & 56 & 0 \\ 0 & 0 & 3\,875 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 2.072 & 1 & 0 \\ -1.719 & 0 & 1 \\ 0.618 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\,048 & 0 & 0 \\ 0 & 2\,048 & 0 \\ 0 & 0 & 2\,048 \end{bmatrix}$$

$$=\left\{\begin{bmatrix}1&0&0\\0&1&0\\0&0&1\end{bmatrix}-\begin{bmatrix}1\\0.375\\-0.006\end{bmatrix}(1\quad 0\quad 0)\right\}\begin{bmatrix}16\,564.4&6\,211.9&-96.3\\6\,211.9&5\,046.1&0\\-96.3&0&2\,104\end{bmatrix}$$

$$=\begin{bmatrix}0&0&0\\0&2\,709.8&36.1\\0&36.1&2\,097.6\end{bmatrix}$$

(4)依上述步骤类推,可计算得卡尔曼滤波方法预报的流量过程,如表4-2第(4)栏所示。

将卡尔曼滤波应用于水文系统其前提条件是将描述系统动态的模型写成以状态方程表达的线性系统形式,并且相应确定方程中各个系数矩阵。由于实际的水文物理现象过程难以用精确的模型描述,因而不容易满足卡尔曼滤波关于线性、无偏估计等方面的要求。对此,国内外正在探讨,有待进一步改进。

表4-2　某河道断面卡尔曼滤波洪水实时模拟预报结果

时　间 月.日.时	时段序号 t	实测流量 (m^3/s)	预报流量 (m^3/s)	相对误差 (100%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
4·8·8		640.0		
14		570.25		
20	0	523.0		
9·2	1	511.8	498.9	2.51
8	2	547.0	505.4	7.60
14	3	579.0	568.8	1.76
20	4	796.0	573.2	27.99
10·2	5	1 013.0	939.1	7.30
8	6	1 230.0	1 070.8	12.94
14	7	1 240.0	1 261.3	1.72
20	8	1 105.0	1 086.0	1.72
11·2	9	954.0	913.6	4.23
8	10	850.0	833.9	1.89
14	11	1 075.9	800.3	25.61
20	12	1 470.0	1 292.2	12.10
12·2	13	2 359.1	1 679.3	28.81
8	14	3 200.0	2 864.3	10.49
14	15	3 440.0	3 403.7	1.05
20	16	2 973.3	3 076.2	3.46
13·2	17	2 430.0	2 249.4	7.43
8	18	2 020.0	2 006.8	0.65
14	19	1 860.0	1 842.6	0.93
20	20	1 736.7	1 879.2	8.20
14·2	21	1 660.0	1 683.3	1.40
8	22	1 620.0	1 609.2	0.67
14	23	1 730.0	1 573.8	9.03
20	24	1 790.0	1 788.5	0.08
15·2	25	1 601.4	1 735.8	8.39
8	26	1 400.0	1 342.3	4.12
14	27	1 186.7	1 240.4	4.53
20	28	948.4	1 054.7	11.20
16·2	29	696.3	815.7	17.15
8	30	535.0	574.2	7.33

第五章　洪水预测——设计洪水分析与计算

第一节　概　　述

河流洪水有大有小。大洪水，尤其特大洪水，出现机会尽管比较少，但会给人类带来较大或巨大的自然灾害。为了预防灾害的发生或尽量减少其危害，除了及时作出洪水预报外，还有一项很重要的工作要做。即为了及早作出防洪准备，需要清楚地了解本流域各项防洪措施，如水库、堤防、分蓄洪区等自身能抵御多大的洪水？为保护下游地区的安全，它们在当前防洪中又能发挥多大的作用？如果发生某种机遇的洪水时，为将灾害减少到最低程度，应如何以最有效的方式调度运用这些水利工程？为此，我们需要事先就对未来很长时间内可能出现的各种机遇的洪水进行分析计算，预测各种防御标准的洪水大小和发生过程，称这一工作为设计洪水分析与计算，或洪水预测。广义上说，设想要防御的某一标准的洪水，称为设计洪水。事先算出各种设计洪水后，例如千年一遇洪水、百年一遇洪水等，即可分析如果发生这些洪水时，各水利工程自身是否安全，如何对它们联合调度，才能最有效地控制洪水灾害。防洪时，一旦某种设计洪水出现，就会临危不乱，采取已经研究的最佳洪水调度方案控制洪水灾害。因此，作为防洪的非工程措施，除了作好洪水预报，还要事先进行洪水分析与计算，预测各种机遇的设计洪水。

一、洪水的设计标准和防洪标准

上面所提到的设计洪水就是符合设计标准要求的洪水。标准应如何确定，这是一个关系到政治、经济、技术、风险和安全的极其复杂的问题。例如设计防洪建筑物，如果设计洪水定得过大，就会使工程造价大大增加，但工程安全上所承担的风险就会较小；反之，如果设计洪水定得过小，虽然工程造价降低了，但工程遭受破坏的风险却增大了。

我国现在是选定某一合适的频率(洪水出现的机会)作为设计洪水的标准。水利水电工程的洪水标准按防洪对象的性质划分为两大类：水工建筑物设计的洪水标准(简称为设计标准，即工程本身的防洪标准)和防护对象的防洪标准(即下游地区的防洪标准，简称防洪标准)。设计标准取决于建筑物的等级，而建筑物等级是由工程规模决定的。对设计永久性水工建筑物的洪水标准又分为两种情况：一是正常运用情况的标准，称设计标准，这种标准的洪水称设计洪水，不超过这种标准的洪水来临时，水利枢纽一切工作维持正常状态。二是非常运用情况的标准，称校核标准，这种标准的洪水称校核洪水，这种洪水来临时，水利枢纽的某些正常工作可以暂时被破坏，但主要建筑物必须确保安全。校核洪水大于设计洪水，例如某工程属二等建筑物，枢纽中永久建筑物属2级，因此，设计标准的频率为 $P=1\%$，即百年一遇，校核标准为 $P=0.1\%$，即千年一遇，为此，要计算出百年一遇和千年一遇的洪水，以供水工建筑物设计时应用。

防洪标准的大小取决于防护对象的重要性。当不超过这一标准的洪水来临时，通过水库的调洪作用，控制下泄流量，使下游防洪控制点的洪水不超过那里的河道安全泄流量。显然，没有水库的安全，也就谈不上下游防护对象的安全，因此上述水库洪水标准一般都高于防护对象的防洪标准。设计标准和防洪标准，一般根据水利水电工程的规模、重要性和保护区的情况，按照政府颁布的洪水设计规范选定。

设计洪水标准以设计频率表示，频率这个名词比较抽象，为便于理解，还常常转化为重现期表达。例如设计频率 $P=1\%$ 的洪水，重现期 $T=100$ 年，称其为百年一遇洪水。频率与重现期的关系，当研究暴雨洪水问题时，采用下式计算：

$$T=\frac{1}{P} \tag{5-1}$$

式中，T——重现期，以年计；

P——频率，以小数或百分数计。

例如上述洪水的频率 $P=1\%$，代入式(5-1)得 $T=100$ 年。

由于水文现象一般并无固定的周期性，所谓百年一遇的洪水，是指大于或等于这样的洪水在长时期内平均 100 年可能发生 1 次，而不能认为每隔 100 年必然遇上 1 次。

二、设计洪水与计算途径

设计洪水就是符合设计标准的洪水，是防洪规划和水工建筑物设计的依据。设计洪水一般是由三个控制性要素来描述：即设计洪峰流量，它是设计洪水过程线中的最大流量 Q_m；设计洪水总量，它是设计洪水过程线所包含的径流总量 W；洪水历时，它是设计洪水过程线的底宽 T。三个要素综合起来可用设计洪水过程线来反映。因此，推求设计洪水，就是求出设计洪水过程线。

推求设计洪水时依据的实测流量资料情况不同，计算途径基本上分为两类：

(1)由流量资料推求设计洪水　当设计断面的流量资料充分时，可采用该法推求。

(2)由暴雨资料推求设计洪水　当设计断面的实测流量资料不足时，或需要用可能最大暴雨推求可能最大洪水时，则用该法推求。

暴雨洪水等水文要素，其出现都具有一定的随机性，可以看作是一种随机事件。根据这一认识，洪水预测，即是将洪水作为随机变量，采用频率计算法，推求某一频率的设计洪水。下节将扼要介绍水文频率计算的基本方法。

第二节　水文频率计算基本方法

水文频率计算，就是根据实测的某一水文系列(例如一系列实测的历年最大洪峰流量，称样本)，计算系列中各随机变量值的经验频率，由此求得与经验频率点配合最好的以频率函数表达的频率曲线——称理论频率曲线，然后按照要求的设计频率，即可在该线上查得设计值。

一、经验频率计算

假设有一水文系列，其中各变量值从大至小排列为 $x_1, x_2, \cdots, x_m, \cdots, x_n$，我国规定用下面的经验频率公式(数学期望公式)计算某变量值 x_m 的经验频率：

$$P=\frac{m}{n+1}\times 100\% \tag{5-2}$$

式中，P——随机变量 x_m 的经验频率(%)；

m——随机变量值从大至小的排列序号；

n——称样本容量，即样本系列的总项数。

例如某雨量站 1956～1979 年共观测降雨资料 24 年，如表 5－1 中的(1)、(2)栏所示，按由大至小顺序排列，得(3)，(4)栏的序号 m 和相应的年雨量 x_m。由式(5－2)即可算出 x_m 对应的经验频率 P，列于第(8)栏。必须指出，式(5－2)称经验频率计算的数学期望公式，已从理论上证明，该式计算的 P 值可近似代表变量 x_m 在总体系列中出现的概率(也称机率)，使之成为推求理论频率曲线的基础。所谓总体系列，简称总体，是指某一随机变量的整体。水文要素的总体可以认为是无限长的，如某一站的雨量，其系列长度可以认为与地球的寿命同样长，而观测的数值只是从中随机抽取的一个样本。

表 5－1　　某站年降水量频率计算表

资料		经验频率及统计参数的计算					
年份	年降水量 x(mm)	序号	按大小排列的 x(mm)	模比系数 K_i	K_i-1	$(K_i-1)^2$	$P=\frac{m}{n+1}100(\%)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1956	533.3	1	1 064.5	1.60	0.60	0.360	4
1957	624.9	2	998.0	1.50	0.50	0.250	8
1958	663.2	3	964.2	1.45	0.45	0.202	12
1959	591.7	4	883.5	1.33	0.33	0.104	16
1960	557.2	5	789.3	1.18	0.18	0.032	20
1961	998.0	6	769.2	1.15	0.15	0.022	24
1962	641.5	7	732.9	1.10	0.10	0.010	28
1963	341.1	8	709.0	1.07	0.07	0.005	32
1964	964.2	9	663.2	1.03	0.03	0.001	36
1965	637.3	10	641.5	1.00	0	0	40
1966	546.7	11	637.3	0.96	-0.04	0.002	44
1967	509.9	12	624.9	0.94	-0.06	0.004	48
1968	769.2	13	615.5	0.92	-0.08	0.006	52
1969	615.5	14	606.7	0.91	-0.09	0.008	56
1970	417.1	15	591.7	0.89	-0.11	0.012	60
1971	789.3	16	587.7	0.88	-0.12	0.014	64
1972	732.9	17	586.7	0.88	-0.12	0.014	68
1973	1 064.5	18	567.4	0.85	-0.15	0.022	72
1974	606.7	19	557.2	0.84	-0.16	0.026	76
1975	586.7	20	546.7	0.82	-0.18	0.032	80
1976	567.4	21	538.3	0.81	-0.19	0.036	84
1977	587.7	22	509.9	0.77	-0.23	0.053	88
1978	709.0	23	417.1	0.63	-0.37	0.137	92
1979	883.5	24	341.1	0.51	-0.49	0.240	96
总计	15 993.5		15 993.5	24.02	-0.02	1.592	

二、经验频率曲线

以随机变量为纵坐标，以经验频率为横坐标，点绘经验频率点据，根据点群趋势绘出一条平滑曲线，称为经验频率曲线。如图5-3中的点子就是按表5-1中(4)列和(8)列对应的数值描绘的，经验频率曲线就是分布在频率4%～96%间的那段曲线。实际上，因为样本系列往往不长，经验频率曲线分布的范围不够大，因此无法直接按设计频率在线上查得设计值，所以实际工作中常常只点绘频率点据，而不绘经验频率曲线。

上述分析表明，为了从频率曲线上查取小频率或大频率的设计值，必须将经验频率曲线按合适的频率函数向两端外延，这样求得的一条完整的频率曲线，在水文上称之为理论频率曲线，如图5-1中的那条实线。该理论频率曲线的频率函数类型(称线型)为皮尔逊Ⅲ型，该函数中有3个参数，其值分别为均值 $\bar{x}=666.4\text{mm}$，变差系数(也称离势系数) $C_v=0.30$，偏差系数(也称偏态系数) $C_s=2.5C_v$。

三、理论频率曲线

水文上把由频率函数表示的且能与经验频率点群配合良好的频率曲线称为理论频率曲线，它近似反映总体的频率分布。因此，常用它对未来的水文情况进行预测。

根据我国水文计算的大量经验，理论频率曲线一般都采用皮尔逊Ⅲ型分布，其中有均值 $\bar{x}$、变差系数 C_v、偏差系数 C_s 三个统计参数，按照与经验频率点群配合最佳的原则选定理论频率曲线。

(一) 皮尔逊Ⅲ型分布(简称皮-Ⅲ型)

皮-Ⅲ型分布函数为

$$P=\frac{\beta^{\alpha}}{\Gamma(\alpha)}\int_{x_p}^{\infty}(x-a_0)^{\alpha-1}e^{-\beta(x-a_0)}dx \tag{5-3a}$$

$$\alpha=\frac{4}{C_s^2},\quad \beta=\frac{2}{\bar{x}C_vC_s},\quad a_0=\bar{x}\left(1-\frac{2C_v}{C_s}\right) \tag{5-3b}$$

式中，x——随机变量值；

P——$\geqslant x$ 的累积频率，简称频率；

x_p——频率为 P 的 x 值；

$\bar{x}$——均值；

C_v——变差系数；

C_s——偏差系数。

由式(5-3)知，设计值 x_p 取决于 $P,\bar{x},C_v,C_s$，对于某随机变量系列，$\bar{x},C_v,C_s$ 一定，因此，x_P 仅与 P 有关。对于指定的 P 值，由式(5-3)可以算出 x_P，于是就可对应地点绘出理论频率曲线。要对如此复杂的函数进行积分是非常麻烦的，实用上，通过查算已制成的专用表(附表Ⅰ)就可轻而易举地完成这一计算。使用附表Ⅰ计算 x_P 的公式为

$$x_P=K_P\bar{x} \tag{5-4}$$

式中，$K_P=x_P/\bar{x}$，称模比系数，可按 C_v 和 C_s/C_v，由 P 查附表Ⅰ取得。例如 $\bar{x}=800\text{mm}$，$C_v=0.5$，$C_s=2C_v=1.0$，求 $P=0.1\%$ 的 x 值 $x_{0.1\%}$。由附表Ⅰ(三)，其 $C_s=2C_v$，查 $C_v=0.5$，$P=0.1\%$ 的 $K_P=3.27$，故 $x_{0.1\%}=K_P\bar{x}=3.27\times800=2\,616\text{mm}$。

（二）统计参数

为了确定一条与经验频率点据配合好的理论频率曲线，就得初步估算出频率函数中的统计参数，对于皮－Ⅲ型曲线来说，就是要由样本系列估算均值 $\bar{x}$、变差系数 C_v、偏差系数 C_s。

1. 均值 $\bar{x}$

均值，也称算术平均数，代表样本系列的平均情况。例如甲河的多年平均降水量为 $\bar{x}_{甲}=1\,800\text{mm}$，乙河的多年平均降水量为 $\bar{x}_{乙}=1\,000\text{mm}$，说明甲河的水资源量比乙河丰富。设随机变量 x 的实测系列共有 n 项，各项值为 $x_1,x_2,\cdots,x_i,\cdots,x_n$，则其均值 $\bar{x}$ 的估算公式为

$$\bar{x}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}x_i \tag{5-5}$$

2. 变差系数（离势系数）C_v

变差系数 C_v 反映系列变量值对于均值的相对离散程度。C_v 大，说明系列变量分布相对于均值比较离散；反之，说明分布比较集中。由样本系列估算 C_v 的公式为

$$C_v=\frac{1}{\bar{x}}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}{n-1}} \tag{5-6}$$

令

$$K_i=\frac{x_i}{\bar{x}}$$

K_i 称 x_i 的模比系数，则上式为

$$C_v=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2}{n-1}} \tag{5-7}$$

3. 偏差系数（偏态系数）C_s

C_v 只能反映系列的离散程度，不能反映系列在均值两旁是否对称和不对称的程度。为表达系列相对于均值的对称程度，水文上采用偏差系数 C_s 来描述，其估算公式为

$$C_s=\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^3}{(n-3)(\bar{x}C_v)^3}=\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^3}{(n-3)C_v^3} \tag{5-8}$$

当 $C_s=0$ 时，随机变量大于均值与小于均值的出现机会均等，均值对应的频率为 50%，称正态分布；$C_s>0$ 时，表示大于均值的变量出现的机会比小于均值的变量出现的机会少，称正偏分布，水文分布多属于此；$C_s<0$ 时，分布情况正好与 $C_s>0$ 的情况相反，称负偏分布。由于水文样本系列一般仅有几十年，采用上式估算 C_s 误差很大。因此，一般都不用上式估算，而是在配线时根据 C_s/C_v 的经验值初估。

四、适线法确定理论频率曲线

适线法也称配线法，是以经验频率点据为基准，给它选配一条拟合最好的理论频率曲线，以此代表水文系列的总体分布。适线法的具体做法如下：

（一）计算并点绘经验频率点

把实测资料按由大至小的顺序排列，按式（5－2）计算各项的经验频率，并与相应的变量一

起点绘于频率格纸上，如图 5－3 所示。频率格纸是水文计算中绘制频率曲线的一种专用格纸，它的纵坐标为均匀分格（或对数分格），表示随机变量；横坐标表示频率 P，为不均匀分格，中间部分分格较密，向左右两端分格渐稀。正态曲线绘在这种格纸上正好为一直线。

（二）估算统计参数

$\bar{x}$，C_v 按式（5－5），式（5－6）或式（5－7）计算，C_s 按经验初选，暴雨、洪水的 C_s 约取（2.5～4.0）C_v。

（三）选定线型

我国一般都用皮－Ⅲ型曲线。

（四）配线

由选定的线型和估算的 $\bar{x}$，C_v，C_s 查附表Ⅰ，得各 P 值的 K_P，按式（5－4）算得各 P 值对应的 x_P，依此在绘有经验频率点的频率格纸上绘一条理论频率曲线，如果与经验点配合良好，则该理论频率曲线就是要确定的理论频率曲线。否则，应对初估参数适当修正，直至配合最好为止。修改参数时，应首先考虑改变 C_s，其次考虑修改 C_v，必要时也可适当调整 $\bar{x}$。

为了避免修改参数的盲目性，需要了解参数 $\bar{x}$，C_v 和 C_s 对频率曲线形状的影响。由式（5－3）知道，频率曲线是密度曲线的积分曲线，其形状与参数有着密切的关系。图 5－1 表示 $C_s = 1.0$ 时，不同 C_v 值对频率曲线的影响（为了消除均值的影响，图中纵坐标采用模比系数 K_p）。由图可明显看出，C_v 值愈大，曲线愈陡。图 5－2 表示 $C_v = 0.1$ 时，各种 C_s 值对频率曲线的影响，当 C_s 增大时，曲线上段变陡而下段趋于平缓。若 C_v 和 C_s 不变时，由于 $\bar{x}$ 的不同，频率曲线的位置也就不同，增大均值将使频率曲线抬高，并且变陡。

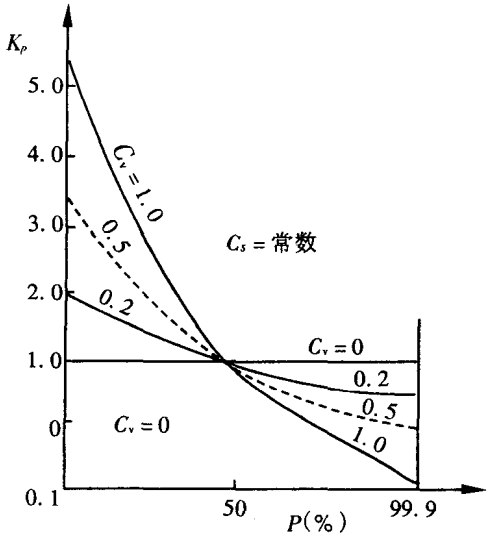


图 5－1　当 $C_s = 1.0$ 时，各 C_v 对频率曲线的影响

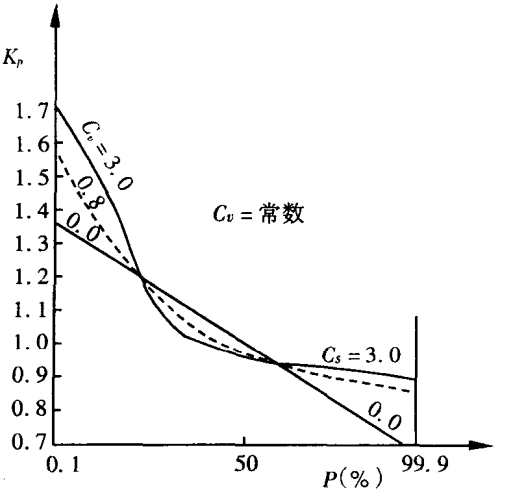


图 5－2　当 $C_v = 0.1$ 时，各 C_s 对频率曲线的影响

五、设计值的推求

已知设计频率 P，可在确定的理论频率曲线上直接读取与 P 对应的变量值 x_P，此即推求

的设计值。为精确起见，也可按确定的理论频率曲线的统计参数及设计频率 P，由附表Ⅰ查取 K_P，按 $x_P = K_P\bar{x}$ 求得设计值。

例 5－1　某站共有实测降水量资料 24 年，求相应于频率为 10% 的年降水量。计算步骤为：

(1)将原始资料按大小次序排列，列入表 5－1 中(4)栏。

(2)用公式(5－2)计算经验频率 P，列入表 5－1 中(8)栏，并将年降水量 x 与 P 对应点绘于概率格纸上，如图 5－3 所示。

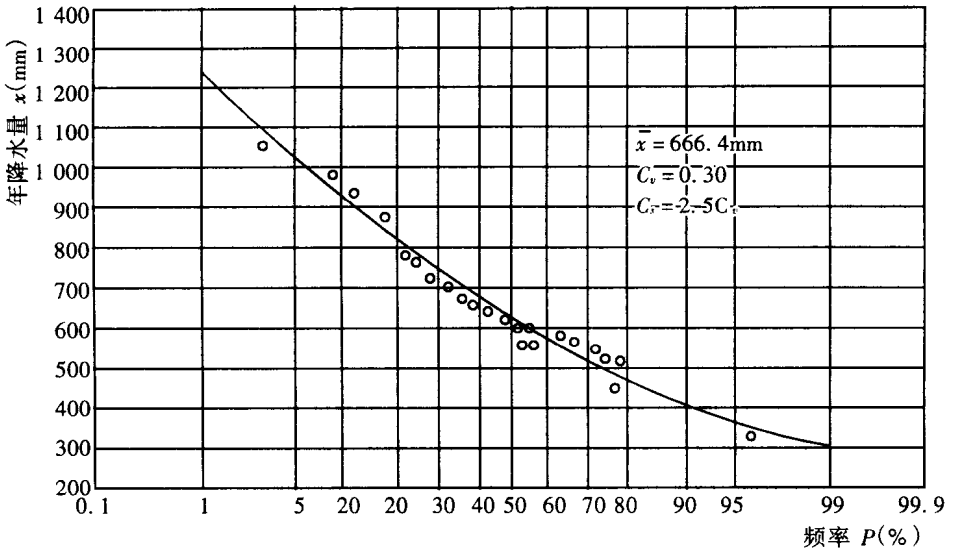


图 5－3　某站年降水量频率曲线

(3)用式(5－5)计算系列的多年平均降水量 $\bar{x}$ = 666.4mm。

(4)计算各项的模比系数 $K_i = x_i/\bar{x}$，记入表 5－1 中第(5)栏，其总和应等于 n(今有 0.02 的误差，这是可以允许的)。

(5)计算各项的(K_i－1)，列入表 5－1 中第(6)栏，其总和应为零(今为－0.02)。

(6)计算$(K_i-1)^2$，列入表 5－1 中第(7)栏。根据式(5－7)求得 C_v = 0.26。

(7)选定 C_v = 0.30，并假定 $C_s = 2C_v$ = 0.60，查附表Ⅰ得出相应于各种频率的模比系数 K_P，如表 5－2 中第(2)栏，乘以均值 $\bar{x}$ = 666.4mm，得相应于各种频率的 x_P 值，如表 5－2 中第(3)栏。

根据表 5－2 中第(1)，(3)两栏的对应数值点绘曲线，发现理论频率曲线的中段与经验频率点据配合尚好，但头部和尾部都偏于经验频率点据之下。

(8)改变参数，重新配线。因为上述曲线头尾都偏低，故需增大 C_s。选定 C_v = 0.30，$C_s = 3C_v$ = 0.90，查附表Ⅰ得出各 K_P 值并计算出各 x_P 值，列入表 5－2 中第(4)，(5)栏，经点绘曲线，发现曲线的头部和尾部反而有些偏高，配线仍不理想。

(9)再次改变参数，第三次配线。现在需要把 C_s 稍微改小一些。选定 C_v = 0.30，C_s = 2.5 C_v = 0.75，查附表Ⅰ得出各 K_P 值并计算出各 x_P 值，列入表 5－2 中第(6)，(7)栏中。用第(1)，(7)栏中的对应数值绘出频率曲线(见图 5－3)，该线与经验点据配合良好，即取为最后采用的理论频率曲线。为了清楚表明点据和采用频率曲线的配合情况，在图 5－3 上仅绘出最后的理

论频率曲线，而最初试配的两条频率曲线均未绘出。

(10)由此求得 $P=10\%$ 的年降水量为 933mm。

配线法得到的成果仍具有抽样误差，而这种误差目前还难以精确估算，因此对于工程上最终采用的频率曲线及其相应的统计参数，不仅要求从水文统计方面分析，而且还要密切结合水文现象的物理成因及地区分布规律进行综合分析。

表 5-2　　频率曲线选配计算表

频率 P(%)	第一次配线 $\bar{x}=666.4$mm $C_v=0.30$ $C_s=2C_v=0.60$		第二次配线 $\bar{x}=666.4$mm $C_v=0.30$ $C_s=3C_v=0.90$		第三次配线(采用) $\bar{x}=666.4$mm $C_v=0.30$ $C_s=2.5C_v=0.75$	
	K_P	x_P	K_P	x_P	K_P	x_P
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	1.83	1 219	1.89	1 259	1.86	1 239
5	1.54	1 025	1.56	1 039	1.55	1 032
10	1.40	933	1.40	933	1.40	933
20	1.24	826	1.23	820	1.24	826
50	0.97	646	0.96	640	0.96	640
75	0.78	520	0.78	520	0.78	520
90	0.64	426	0.66	439	0.65	433
95	0.56	373	0.60	400	0.58	386
99	0.44	293	0.50	333	0.47	313

第三节　由流量资料推求设计洪水

当研究断面有比较充分的实测流量资料时，可采用由流量资料推求设计洪水，其计算程序大体是：①洪水资料审查，以取得具有可靠性、一致性和代表性的资料；②选样，从每年洪水中选取符合要求的洪峰流量和洪量，组成各种统计系列；③频率计算，推求设计洪峰和设计洪量；④选择典型洪水过程线，根据设计洪峰和设计洪量进行放大，得设计洪水过程线。

一、设计洪峰流量的推求

(一) 资料审查

对洪水系列资料要作“三性审查”，即作资料的可靠性、一致性、代表性审查。

1. 资料可靠性审查

资料可靠性审查就是鉴定资料的可靠程度。要审查资料的测验方法、整编方法和成果质量，特别是审查观测和整编质量较差的年份，如建国前及“文革”期的资料。注意了解水尺位置、零点高程、水准基面的变动情况；汛期是否有水位观测中断的情况；测流断面有否冲淤变化；水位流量关系曲线的延长是否合理等。如发现问题，应会同原整编单位作进一步审查和作必要的修改。

2. 资料一致性审查

一个统计系列只能由同一成因的资料所组成。资料的一致性表现在流域的气候条件和下

垫面条件的稳定性上，如果气候条件或下垫面条件有显著变化，则资料的一致性就遭到破坏。一般认为，流域的气候条件变化是很缓慢的，对几十年或几百年来看，可以认为是相对稳定的。而下垫面条件，可能由于人类活动而迅速变化。如测流断面上游修建了引水工程，则工程建成前后下游水文站所测得的实测资料的一致性就被破坏了。对于前后不一致的资料，应还原为同一性质的系列。由于上游的槽蓄作用减少或增加，分洪、决堤等影响到下游站的洪水，可用洪水演进的办法来还原。

3. 资料代表性审查

资料的代表性是指样本资料的统计特性能否很好地反映总体的统计特性。在频率计算中，则表现为样本的频率分布能否很好地反映总体的概率分布。若样本的代表性不好，就会给设计成果带来误差。由于总体的概率分布为未知，代表性的鉴别一般只能通过更长期的其他相关系列做比较来衡量。

(1)与水文条件相似的参证站比较　例如甲、乙二站在同一条河流上或在同一地理区域上，而且所控制的集水面积相差不多。设甲站只有 1961～1980 年 20 年的资料，而乙站有 1876～1980 年共 105 年的资料。把乙站(参证站)105 年的洪峰资料当作是总体系列，配线得其均值 $\overline{Q}_m$、离势系数 C_v 及偏态系数 C_s；再求得乙站 1961～1980 年资料(样本系列)的 $\overline{Q}_m$，C_v，C_s。如果两者的结果很相近，则参证站 1961～1980 年的资料有代表性，即该样本可以代表总体。由于甲站与乙站水文条件相似，故可推断甲站 1961～1980 年的洪峰资料也有代表性。

(2)与较长的雨量资料对照　设某小河上某站有 1961～1980 年 20 年的洪峰流量记录，而该流域内或附近的一个代表性雨量站有 1881～1980 年共 100 年的雨量记录。同上面的推理，分别对该雨量站 100 年的年最大暴雨系列及 20 年的暴雨系列作频率分析，如果两者所得的均值、C_v 及 C_s 都很接近，则这 20 年的暴雨资料便具有代表性。因该代表性雨量站的暴雨可以代表流域的面暴雨量，故可认为该水文测站 20 年的洪水资料也有代表性。

对于代表性不好的洪峰系列，应该设法加以展延，以增加其代表性，因为样本容量越大越能代表总体。为了增加样本的代表性，一般采用下面两种方法展延洪峰流量系列：

①把同一条河流上下游站或邻近河流测站的洪峰与设计站同一次洪峰建立相关关系，以插补设计站短缺的洪峰资料。

②如果设计流域内的面雨量记录较长，可用第二章产、汇流计算的方法由暴雨资料来插补延长洪峰流量资料。

由于影响洪峰流量的因素极为复杂，用上述方法有时得不到满意的结果。目前在设计洪水计算中，更重要的是利用特大洪水的处理来提高资料的代表性。根据历史文献、石刻洪痕及古洪水调查推算历史洪水，往往可以调查到 100 年乃至上千年以来发生过的特大洪水。

(二) 选样

洪水在一年之内往往发生几次，有时某一年的次大洪峰流量比另一年的最大洪峰流量还要大很多，所以洪水有如何选择样本的问题，而我国洪峰选样是规定采用年最大值法，即从 n 年资料中每年选一个最大的洪峰流量，组成 n 年样本系列。

(三) 洪峰流量频率计算——特大洪水处理

1. 问题的提出

在频率计算中成果的合理性是与计算资料的代表性有很大关系的。在样本资料不很长时，一般的频率计算方法往往使成果变动较大。如果利用历史文献和调查的历史洪水的方法

来确定出历史上很早以前发生过的特大洪水，即可把样本资料系列年数增加到调查期的长度，这样就能提高资料的代表性。当然，调查期的每一年的洪水是不可能都得到的，这样就使系列资料不连续，也就不能用一般方法来计算洪水频率，因此就要研究有特大洪水时的频率计算方法，称为特大洪水处理。

2. 连序样本和不连序样本

历史上的一般洪水通常没有文字记载和留下洪水痕迹，只有特大洪水才有文献记载和洪水痕迹可供查证，所以调查到的历史洪水一般就是特大洪水（比一般洪水大得多的洪水）。如图 5-4 所示，设某站在迄今 n 年内有实测记录，其中 Q_3 是资料内特大洪水。另外调查到 3 次特大洪水 Q_1，Q_2 及 Q_4，并且调查的年限可以追溯到 N 年，则在 N 年中，只有 $n+3$ 次洪峰流量值，其余都是空白的，称 N 年样本为不连序样本，资料在排序上有空位。对于不连序样本，其经验频率及统计参数的计算，应该与连序样本有所不同，这就是所谓特大洪水处理问题。

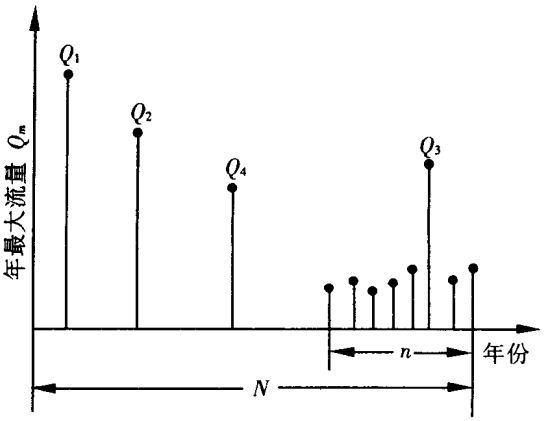


图 5-4　不连序样本示意图

3. 考虑特大洪水时经验频率的计算

考虑特大洪水时经验频率的计算基本上是采用将特大洪水的经验频率与一般洪水的经验频率分别计算的方法。设调查及实测（包括空位）的总年数为 N 年，连续实测期为 n 年，共有 a 次特大洪水，其中有 l 次发生在实测期，$a-l$ 次是历史特大洪水。目前国内有两种考虑特大洪水的经验频率计算方法。

(1)独立样本法

此法是把包括历史洪水的长系列（N 年）和实测的短系列（n 年）看做是从总体中随机抽取的两个独立样本，各项洪峰值可在各自所在系列中排位，则一般洪水（n 项中除去了 l 项特大的洪水）的经验频率为

$$P_m = \frac{m}{n+1} \qquad (m = l+1, l+2, \cdots, n) \tag{5-9}$$

特大洪水的经验频率为

$$P_M = \frac{M}{N+1} \qquad (M = 1, 2, \cdots, a) \tag{5-10}$$

式中，m 为一般洪水在 n 中的排序；M 为特大洪水在 N 中的排序。

(2)统一样本法

将实测一般洪水系列与特大值系列共同组成一个不连序系列作为代表总体的一个统一的样本，不连序系列的各项可在调查期限 N 年内统一排位。特大洪水的经验频率仍用式(5-10)计算。实测系列中$(n-l)$项一般洪水的经验频率计算为

$$P_m = P_{Ma} + (1 - P_{Ma})\frac{m-l}{n-l+1} \tag{5-11}$$

式中，$P_{Ma} = a/(N+1)$是 N 年中末位特大洪水的经验频率；$(1-P_{Ma})$是 N 年中一般洪水（包括空位）的总频率，$(m-l)/(n-l+1)$是实测期一般洪水在 n 年（去了 l 项）内排位的频率。

在频率格纸上点绘经验频率点子，一般洪水的 Q_m 与 P_m 对应，特大洪水的 Q_M 与 P_M 对

应，然后进行配线。

例 5－2 某站自 1935～1972 年的 38 年中，有 5 年因战争缺测，故实有洪水资料 33 年。其中 1949 年为最大，并考证应从实测系列中抽出作为特大值处理。另外，查明自 1903 年以来的 70 年间，为首的 3 次大洪水，其大小排位为 1921 年、1949 年、1903 年，并能判断在这 70 年间不会遗漏掉比 1903 年更大的洪水。同时，还调查到在 1903 年以前，还有 3 次大于 1921 年的特大洪水，其序位是 1867 年、1852 年、1832 年，但因年代久远，小于 1921 年洪水则无法查清。现按上述两种方法估算各项经验频率。

根据上述情况，在实测洪水中 $n=33$ 年，调查期 N 年，由于 1832 年以来 141 年间小于 1921 年洪水无法查清，故不能将 1867 年、1852 年、1832 年与 1921 年、1949 年、1903 年都在 $N=141$ 年中统一排位。只能把前 3 个年份的 N 作为 141 年，后 3 个年份的 N 取 70 年，用 2 个 N 值进行估算。现将计算列出如表 5－3 所示。

表 5－3　　某站洪水系列经验频率计算表

调查或实测期	系列年数		洪水序位		洪水年份	经验频率 P	
	n（实测）	N（调查）	m（实测）	M（调查）		独立样本法	统一样本法
调查期 N_2		141（1832～1972 年）		1	1867	$P_{M2-1}=\frac{1}{141+1}=0.007\ 1$	同独立样本法
				2	1852	$P_{M2-2}=\frac{2}{142}=0.014\ 1$	
				3	1832	$P_{M2-3}=\frac{3}{142}=0.021\ 1$	
				4	1921	$P_{M2-4}=\frac{4}{142}=0.028\ 2$	
调查期 N_1		70（1903～1972 年）		1	1921	已抽到上栏一起排位	$P_{M1-2}=0.028\ 2+(1-0.028\ 2)\times\frac{2-1}{70-1+1}=0.042$
				2	1949	$P_{M1-2}=\frac{2}{70+1}=0.028\ 2$	
				3	1903	$P_{M1-3}=\frac{3}{71}=0.042\ 3$	$P_{M1-3}=0.028\ 2+(1-0.028\ 2)\times\frac{2}{70}=0.055\ 9$
实测期 n	33（1935～1972 年，内缺测 5 年）		1		1949	已抽到上栏一起排位	
			2		1940	$P_{m,2}=\frac{2}{33+1}=0.058\ 8$	$P_{m,2}=0.055\ 9+(1-0.055\ 9)\times\frac{2-1}{33-1+1}=0.084\ 5$
			⋮		⋮	⋮	⋮
			33		1968	$P_{m,33}=\frac{33}{34}=0.969$	$P_{m,33}=0.055\ 9+0.944\ 1\times\frac{32}{33}=0.970$

由表 5－3 可以看出，调查期 N_2 的各项二种方法是相同的，n 年中末项二种方法也可以说是相同的，中间部分有所差异，但对频率计算结果影响不大。

上述两种方法，我国目前都在使用。一般说，独立样本法把特大洪水与实测一般洪水视为相互独立的，这在理论上有些不合理，但比较简便，在特大洪水排位可能有错漏时，因不相互影

响，这方面讲则是比较合适的。当特大洪水排位比较准确时，理论上说，用统一样本法更好一些。

4. 考虑特大洪水时统计参数的确定

考虑特大洪水时统计参数的确定仍采用配线法，参数值的初估可用矩法进行，计算公式为

$$\overline{Q}_m = \frac{1}{N}\left(\sum_{j=1}^{a} Q_j + \frac{N-a}{n-l}\sum_{i=l+1}^{a} Q_i\right) \tag{5-12}$$

$$C_v = \frac{1}{\overline{Q}_m}\sqrt{\frac{1}{N-1}\left[\sum_{j=1}^{a}(Q_j-\overline{Q}_m)^2 + \frac{N-a}{n-l}\sum_{i=l+1}^{n}(Q_i-\overline{Q}_m)^2\right]}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{N-1}\left[\sum_{j=1}^{a}(K_j-1)^2 + \frac{N-a}{n-l}\sum_{i=l+1}^{n}(K_i-1)^2\right]} \tag{5-13}$$

式中，Q_i 为一般洪水，Q_j 为特大洪水，K_i 为一般洪水模比系数，K_j 为特大洪水模比系数。式(5-12)及式(5-13)可作如下说明：N 年内有 a 次特大洪水，$N-a$ 次一般洪水，实测期 n 年内有 l 次特大洪水，$n-l$ 次一般洪水。在式(5-12)中，$\sum_{j=1}^{a} Q_j$ 为特大洪水值的总和；$\frac{1}{n-l}\sum_{i=l+1}^{n} Q_i$ 为实测期一般洪水的平均值，而 $\frac{N-a}{n-l}\sum_{i=l+1}^{n} Q_i$ 则表示 N 年内一般洪水值的总和，也就是把 N 年中(包括空位)一般洪水的均值当作实测期一般洪水的均值相同。同理，式(5-13)中是把实测期一般洪水的方差当作 N 年内一般洪水的方差。

按式(5-12)和式(5-13)算出 $\overline{Q}_m$ 及 C_v 之后，再假定 C_s 按一般方法配线，有时也要多次调整 C_s，甚至调整 C_v 和 $\overline{Q}_m$。

5. 设计洪峰流量

在所采用的洪峰流量频率曲线上，用设计频率就可查得相应的设计洪峰流量。

二、设计洪量的推求

(一)洪量选样

年最大流量可以从水文年鉴上直接查得，而某一历时的年最大洪水总量则要根据洪水水文要素摘录表的数据用面积包围法(梯形面积法)分别算出，例如最大1天洪量 W_1、最大3天洪量 W_3 和最大7天洪量 W_7 等。值得注意的是，所谓最大1天洪量 W_1 实际上是最大连续24小时洪量，并不是逐日平均流量表中的最大日平均流量乘以一天的秒数；同样 W_3 是指最大连续72小时洪量，其他依此类推。

例5-3　由汉江支流旬河柴坪站1983年两次较大洪水的流量记录点绘出流量过程线如图5-5所示，用梯形面积法分别计算这两次洪水的洪量 W_1，W_3 及 W_7 如下：

1.7月洪水

①最大1天洪量发生在20日17时至21日17时，算得：$W_1 = 40\,600(m^3/s)\cdot h$

②最大3天洪量从19日22时至22日22时，算得：$W_3 = 58\,474(m^3/s)\cdot h$

③最大7天洪量从19日21时至26日21时，算得：$W_7 = 70\,547(m^3/s)\cdot h$

2.10月洪水

①最大1天洪量发生在5日8时至6日8时，算得：$W_1 = 31\,540(m^3/s)\cdot h$

②最大3天洪量发生在4日12时至7日12时，算得：$W_3 = 80\,321(m^3/s)\cdot h$

③最大7天洪量发生在4日2时至11日2时，算得：$W_7 = 109\,264(m^3/s)\cdot h$

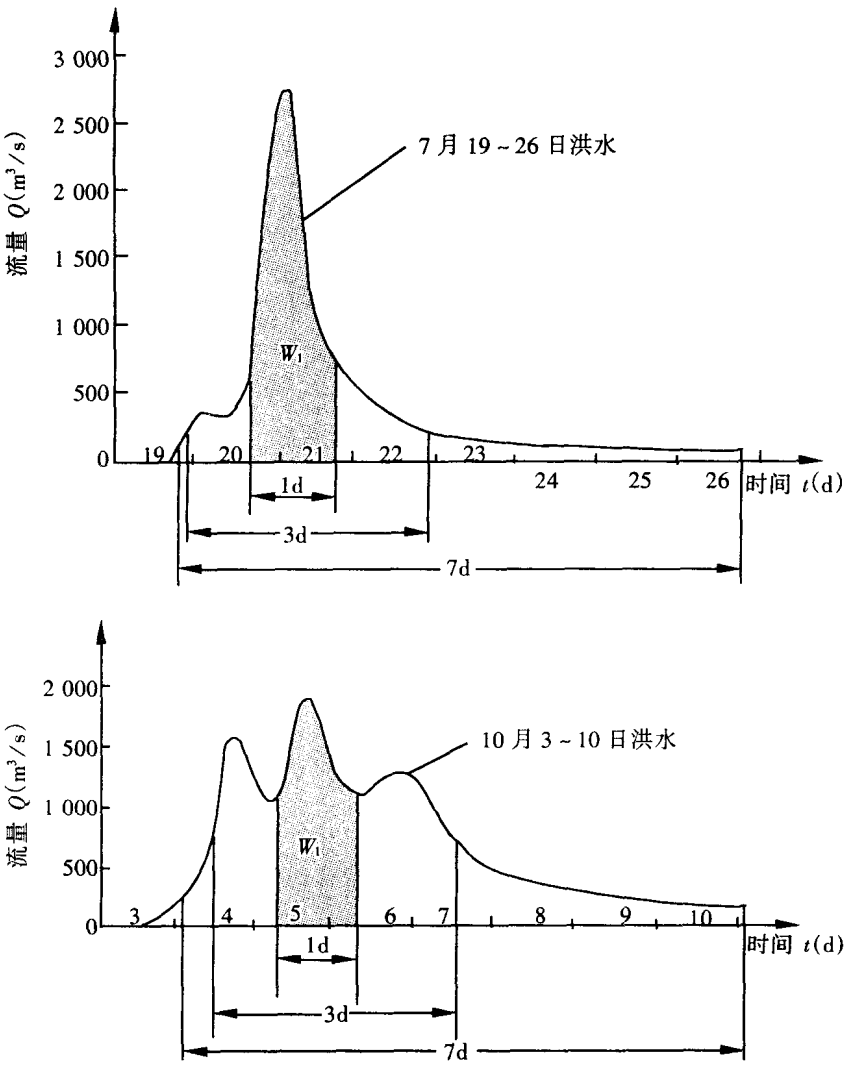


图 5-5 旬河柴坪站 1983 年 7 月,10 月 2 次洪水的流量过程线

计算洪量,时间要连续,即计算连续 3 天、连续 7 天的洪量。一般情况下,最大 3 天洪量中包含最大 1 天洪量,最大 7 天洪量包含最大 3 天洪量。但是也有例外,如本例中 7 月洪水的 1 天洪量最大,而最大 3 天洪量及最大 7 天洪量则在 10 月洪水中。

洪量的最长历时主要根据汛期洪水过程的情况来选定。如例 5-3 是小河洪水,复式洪峰的洪水历时也不过 5~7d,可以只算到 W_7。而对于大江大河,如长江宜昌站,入汛后多次洪水叠加,洪水历时长达 3 个月以上,则要算出 W_{30}至 W_{90}。确定洪量最长历时还与水库泄洪方式及调洪能力有关,对于调洪能力大的水库,最长洪量历时要取得长些。

每年都选取最大的 W_1, W_3, W_7,…,便可得出几个最大洪量系列。

(二) 洪量资料的插补延长

调查历史洪水是增加洪峰系列代表性的有效途径,但是由洪痕只能推出洪峰,难以直接求出洪量。延长洪量系列,可用下述方法:

1. 峰量相关

将一个测站各次洪水的洪水总量与同一次洪水的洪峰流量对应点绘成峰量关系曲线，于是可以由洪峰从关系线上查出相应的洪量。

2. 与参证站的洪量相关

把设计站各年的 $W_1, W_3, \cdots$，与参证站同一次洪水的 $W_1, W_3, \cdots$ 对应点绘成关系线，用来由参证站洪量系列插补延长设计站的洪量系列。

3. 由暴雨资料插补延长

如果设计站的面暴雨量资料较长，则可以用第二章的产、汇流计算方法，由暴雨资料推算缺测的洪水流量过程线，并计算各种历时的洪量。

（三）洪量频率分析

对各组洪量系列都作频率分析，计算各组洪量系列的均值 $\overline{W}$ 及 C_v，用皮尔逊Ⅲ型曲线配线，绘出各个洪量系列的理论频率曲线，就可得出规定频率 P 的各种历时 T 的设计洪量 W_{1P}，W_{3P}，W_{7P} 等。

三、设计洪水过程线的推求

有了设计洪峰 Q_P 和设计洪量 W_P，还要按典型洪水分配推求设计洪水过程线，才能够反映出设计洪水的全部特征。

（一）典型洪水的选择

对于设计标准较低的水利工程，可选用洪峰流量与设计洪峰相近的洪水为典型洪水。对于设计标准较高的水利工程，设计频率较小，为安全着想，应该选最危险的洪水为典型，具体地说，就是选“峰高量大、主峰偏后”的典型洪水。大洪水峰高量大，而主峰又偏后，则第一次小洪峰已占用了部分防洪库容，大洪峰到来，对水库的威胁更大。因此，选最危险的洪水为典型来进行设计，工程的安全就有了较可靠的保证。

（二）按典型放大

把设计洪峰、设计洪量按典型放大为设计洪水过程线，有同倍比放大和同频率放大两种方法。

1. 同倍比放大法

令洪水历时 T 固定，把典型洪水过程线的纵高都按同一比例系数放大，即为设计洪水过程线。采用的比例系数又分两种情况：

(1)按峰放大　例如典型洪水的洪峰为 $Q_{典}$，设计洪峰为 $Q_{设}$，采用比例系数 $K_{峰} = Q_{设}/Q_{典}$[图 5-6(a)中 $K_{峰} = 2.0$]，$K_{峰}$ 乘典型洪水过程线[图 5-6(a)中①线]的每一纵高，即得设计洪水过程线[图 5-6(a)中②线]。这种方法适用于洪峰流量起决定影响的工程，如桥梁、涵洞、堤防等，主要考虑能否宣泄设计洪峰流量，而与设计洪量关系不大。

(2)按量放大　令典型洪水总量为 $W_{典}$，设计洪水总量为 $W_{设}$，比例系数 $K_{量} = W_{设}/W_{典}$，以 $K_{量}$ 乘典型洪水过程线的每一纵高，即为设计洪水过程线。图 5-6(b)中的 $K_{量} = 1.5$，①线为典型洪水过程线；②线为放大后的设计洪水过程线。对于洪量起决定影响的工程，如分蓄洪区、排涝工程等，只考虑能容纳和排出多少水量，而与洪峰无多大关系，可用这种放大方法。

一般情况下，$K_{峰}$ 和 $K_{量}$ 不会完全相等，所以按峰放大的洪量不一定等于设计洪量，按量放大后的洪峰不一定等于设计洪峰。图 5-6 中，$K_{峰} = 2.0$，$K_{量} = 1.5$，则按峰放大后的洪量大于设计洪量，按量放大的洪峰小于设计洪峰。此外，1 日洪量、3 日洪量、7 日洪量的倍比系数都

不会相等，用上述两种简单方法是不好处理的。所以对于较重要的水利水电工程，一般都采用同频率放大法。

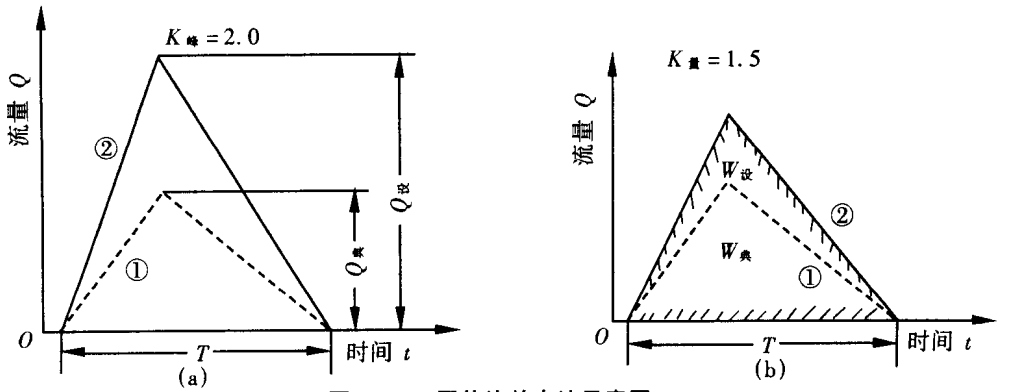


图 5-6 同倍比放大法示意图

(a)按峰放大；(b)按量放大

2. 同频率放大法

在放大典型过程线时，若按洪峰和不同历时的洪量分别采用不同倍比，便可使放大后的过程线的洪峰及各种历时的洪量分别等于设计洪峰和设计洪量。也就是说，放大后的过程线，其洪峰流量和各种历时的洪水总量都符合同一设计频率，故称为“同频率放大法”。此法能适应多种防洪工程的特性，目前大、中型水库规划设计主要采用此法。

如图5-7中，取洪量的历时为1d，3d，7d，15d，则“典型”各段的放大倍比可计算如下：

洪峰的放大倍比

$$K_{峰}=\frac{Q_P}{Q_{典}} \tag{5-14a}$$

1天洪量的放大倍比

$$K_1=\frac{W_{1,P}}{W_{1,典}} \tag{5-14b}$$

式中，Q_P——设计洪峰流量；

$Q_{典}$——典型洪水的洪峰流量；

$W_{1,P}$——设计1天洪量；

$W_{1,典}$——典型洪水连续1天最大洪量。

“典型”的洪峰和一天洪量可分别按式(5-14a)和式(5-14b)计算的放大倍比进行放大。怎样放大3d的洪量呢？由于3d之中包括了1d，$W_{3,P}$中包括有$W_{1,P}$，$W_{3,典}$中包括了$W_{1,典}$，而“典型”1d的过程线已经按K_1放大了，因此对“典型”3d的过程线只需要把1天以外的部分进行放大。因此，1d以外，3d以内的典型洪量为($W_{3,典}-W_{1,典}$)、设计洪量为($W_{3,P}-W_{1,P}$)，所以这一部分的放大倍比为

$$K_{1\sim3}=\frac{W_{3,P}-W_{1,P}}{W_{3,典}-W_{1,典}} \tag{5-14c}$$

同理，在放大典型过程线3d到7d的部分时，放大倍比为

$$K_{3\sim7}=\frac{W_{7,P}-W_{3,P}}{W_{7,典}-W_{3,典}} \tag{5-14d}$$

7天到15天的放大倍比为

$$K_{7\sim15}=\frac{W_{15,P}-W_{7,P}}{W_{15,典}-W_{7,典}} \tag{5-14e}$$

于是可放大典型过程线为设计频率的洪水过程线。在典型放大过程中，由于在两种天数衔接的地方放大倍比(K)不一样，因而在放大后的交界处产生不连续的突变现象，使过程线呈锯齿形，如图5-7所示。此时可以徒手修匀，使其成为光滑曲线，但要保持设计洪峰和各种历时的设计洪量不变。修匀工作见下面的实例。

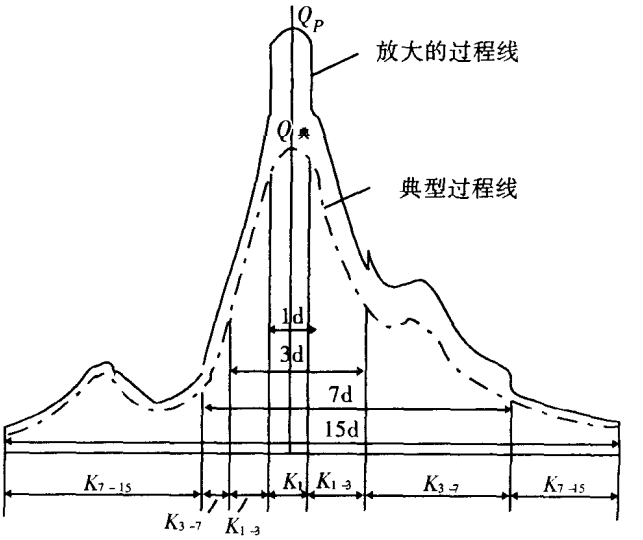


图5-7　各段的放大倍比及锯齿形过程线示意

此法优点是求出来的过程线比较符合设计标准，缺点是可能与原来的典型相差较远，甚至形状有时也不能符合自然界中河流洪水形成的规律。为改善这种状况，可尽量减少放大的层次，例如除洪峰和最长历时的洪量外，只取一种对调洪计算起直接控制作用的历时，称为控制历时，并依次按洪峰、控制历时和最长历时的洪量进行放大，以得到设计洪水过程线。

下面以XBK水库 $P=1\%$ 的设计洪水过程线为例来说明同频率放大法推求设计洪水过程线的具体步骤。

例5-4　XBK水库 $P=1\%$ 的设计洪水过程线是模拟1963年8月 B 站的洪水典型进行放大的。由于XBK水库缺乏实测流量资料，典型洪水过程线则借用其下游不远处 B 站的资料，称为“参证站典型”。B 站1963年8月16日7时至23日7时(共7天)的洪水过程线具有峰高、量大、多峰、主峰靠后等特点，选它作典型是比较适宜的，如图5-8所示。其洪峰流量为1 620m^3/s，计算典型洪水过程线下不同历时最大洪量，列入表5-4中，表中也给出了该水库 $P=1\%$ 的设计洪峰流量和各历时的设计洪量。

表5-4　　XBK水库 $P=1\%$ 的设计洪峰、洪量和典型洪水过程线的洪峰、洪量

项　目	洪峰流量 (m^3/s)	洪量流量　[(m^3/s)·h]		
		1d	3d	7d
$P=1\%$ 的设计洪峰、洪量	3 530	42 600	72 400	117 600
典型洪水过程线的峰、量	1 620	20 290	31 250	57 620
典型洪水峰、量的出现时间	21日9时40分	21日8时～22日8时	19日21时～22日21时	16日7时～23日7时

计算时首先算出各段的放大倍比：

$$K_{峰}=\frac{Q_P}{Q_{典}}=\frac{3\,530}{1\,620}=2.179$$

$$K_1 = \frac{W_{1,P}}{W_{1,典}} = \frac{42\,600}{20\,290} = 2.100$$

$$K_{1\sim3} = \frac{W_{3,P} - W_{1,P}}{W_{3,典} - W_{1,典}} = \frac{72\,400 - 42\,600}{31\,250 - 20\,290} = 2.719$$

$$K_{3\sim7} = \frac{W_{7,P} - W_{3,P}}{W_{7,典} - W_{3,典}} = \frac{117\,600 - 72\,400}{57\,620 - 31\,250} = 1.714$$

表 5-5　　XBK 水库 $P=1\%$ 设计洪水过程线计算表

时　间	典型流量 (m^3/s)	放大倍比	放大流量 (m^3/s)	修匀流量 (m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
16 日 7 时	200	1.714	343	343
13	383	1.714	656	656
14:30	370	1.714	634	634
18	260	1.714	446	446
20	205	1.714	351	351
17 日 6 时	480	1.714	823	823
8	765	1.714	1 310	1 310
9	810	1.714	1 390	1 300
10	801	1.714	1 370	1 370
12	727	1.714	1 250	1 250
20	334	1.714	572	572
18 日 8 时	197	1.714	338	338
11	173	1.714	297	297
14	144	1.714	247	247
20	127	1.714	218	218
19 日 2 时	123	1.714	211	211
14	111	1.714	190	190
17	127	1.714	218	218
19	171	1.714	293	293
20	180	1.714	309	309
19 日 21 时	250	1.714/2.719	429/680	580
22	337	2.719	916	950
24	331	2.719	900	930
20 日 8 时	200	2.719	544	500
17	142	2.719	386	386
23	125	2.719	340	340
21 日 5 时	152	2.719	413	413
8	420	2.719/2.100	1 140/882	882
9	1 380	2.100	2 900	2 900
9:40	1 620	2.100/2.179	3 400/3 530	3 530
10	1 590	2.100	3 340	3 340
24	473	2.100	993	970
22 日 4 时	444	2.100	932	910
8	334	2.100/2.719	702/907	890
12	328	2.719	892	870
18	276	2.719	750	750
21	250	2.719/1.714	570/427	570
24	230	1.714	405	405
23 日 2 时	215	1.714	369	369
7	190	1.714	326	326

把典型洪水过程线的流量和对应的放大倍比按时间顺序填入表5-5中，表中第(4)栏

的“放大流量”为典型流量与放大倍比的乘积。注意，在两种放大倍比的衔接处一个典型流量具有两个放大倍比，因此也就有两个“放大流量”。把“放大流量”画在方格纸上，如图5－8中的实线，在交界处曲线呈锯齿形，图中21日8时和22日8时的地方尤为显著。这时需要修匀，修匀部分用虚线表示，并把修匀后的设计流量（或称修匀流量）填入表5－5的第(5)栏中。必须指出，修匀工作的最后成果是经过逐步检查、反复计算得到的。修匀结果，应该是最大1d，3d及7d洪量等于原设计值，洪峰等于原设计洪峰。例如按表5－5的修匀结果计算 $W_{1,1\%}$ 为42 709(m^3/s)·h，和设计1d洪量42 600(m^3/s)·h相差只有0.26%，修匀结果可以认为是满意的。

从图5－8中修匀后的设计洪水过程线上，每隔一个时段 Δt（例如 Δt = 3h）摘取一个流量值，即得可供水库调洪计算用的设计洪水过程线，这才是同频率放大法的最后成果。

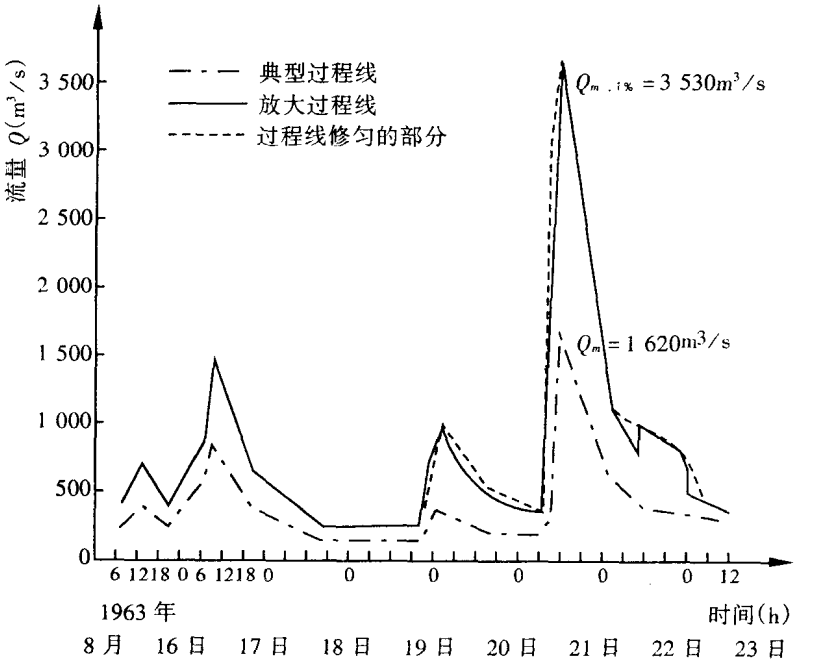


图5－8 某水库 P = 1%设计洪水过程线与典型洪水过程线

四、设计洪水成果的合理性分析

求出设计洪水之后，还要检查其合理性，如果发现与一般规律有矛盾，要分析其原因，以避免差错，尽可能提高精度。常用的检查方法有以下三种。

（一）本站洪峰及各种历时洪量的频率计算成果互相比较

①同一频率之下，应该是 $W_7 > W_3 > W_1$，将它们的理论频率曲线绘在一张图上，在实用范围内各线不应相交。

②一般情况下，1d洪量系列的 C_v 应该大于3d洪量的 C_v，3d洪量系列的 C_v 大于7d洪量系列的 C_v，历时愈短洪量系列的 C_v 应愈大。不过有些河流受暴雨特性及河槽调蓄作用的影响，其洪量系列的 C_v 值也可能随历时的加长而增大，达到最高值后又随历时的加长而减小。在审查成果时，不能一概把反常现象当作是计算错误，要分析其原因。

（二）与上、下游及邻近河流的频率计算成果相比较

①同一条河流的上、下游如果在同一地理区或者同一地区大、小不同的河流，应该是洪峰流量及各种历时洪量的均值从上游到下游递增，大河的比小河的要大；而洪峰模数则是小流域

的较大。

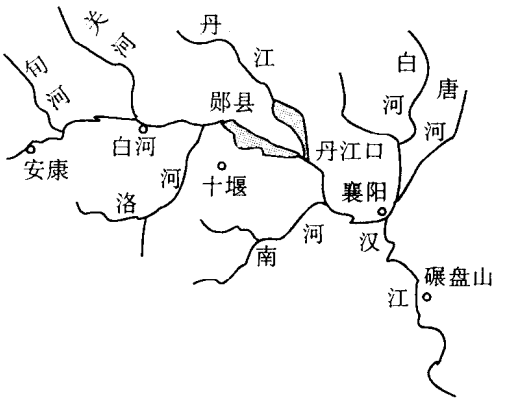
②如果其他条件相同，洪峰流量的 C_v 应该是小流域的较大。同样，历时相同的洪量，其 C_v 值也是上游站的大和小流域的较大。从表5－6可以看出，汉江各站30d 洪量系列的 C_v 值自上游向下游逐渐减小。

③与暴雨频率计算成果对比

一般地说，设计洪水的径流深不应大于同频率的、相应历时的面暴雨量，而且洪峰及洪量的 C_v 都应该比暴雨系列的 C_v 要大。这是因为洪水除受暴雨影响之外，还受下垫面(尤其是土壤缺水情况)的影响，所以洪水的变化幅度要大于相应暴雨的变化幅度。

表 5－6　　汉江各站 30d 洪量的 C_v 值

站　名	控制面积 (km^2)	W_{30}的 C_v 值	汉江各站位置示意图
安　康	41 400	0.63	
白　河	59 100	0.59	
郧　县	74 900	0.57	
丹江口	95 200	0.56	
襄　阳	103 300	0.55	
碾盘山	142 300	0.53	



第四节　由暴雨资料推求设计洪水

由暴雨资料推求设计洪水是以降雨形成洪水的理论为基础的。按照暴雨洪水的形成过程，推求设计洪水可分三步进行：①推求设计暴雨，同频率放大法求不同历时指定频率的设计雨量及暴雨过程。②推求设计净雨，设计暴雨扣除损失就是设计净雨。③推求设计洪水，应用单位线法等对设计净雨进行汇流计算，即得流域出口断面的设计洪水过程。

一、计算设计暴雨

关于设计暴雨，一些研究成果表明，对于比较大的洪水，大体上可以认为某一频率的暴雨将形成同一频率的洪水，即假定暴雨与洪水同频率。因此，推求设计暴雨就是推求与设计洪水同频率的暴雨。

(一)设计暴雨量的计算

1. 当流域暴雨资料充分时

当流域暴雨资料充分时，可以把流域面雨量作为研究对象。概念上说，即先求得各年各场

大暴雨的各种历时的面雨量，然后按各指定的统计历时，如 6h，12h，1d，3d，7d 等选取每年的各历时的最大面雨量，组成相应的统计系列，例如年最大连续 6h 面雨量系列，年最大连续 12h 面雨量系列、年最大 1d 面雨量系列等。各样本系列选定后，即可按照一般程序进行频率计算，求出各种历时暴雨量的频率曲线。然后依设计频率，在曲线上查得各统计历时的设计雨量。目前我国暴雨量频率计算的方法、线型、经验频率公式等与洪水频率计算相同。

2. 当流域雨量资料短缺时

当设计流域雨量站太少，各雨量站观测资料太缺；或虽然站数较多、观测资料也不算少，但各站资料起讫年份不一致；或流域太小，根本没有雨量站，在这些情况下，前面雨量频率计算的方法不能应用。同时，由于相邻站同次暴雨相关性很差，难于用相关法插补展延，以解决资料不足问题，此时多采用间接方法来推求设计面雨量。间接方法就是：先求出流域中心处的设计点雨量；然后再通过点雨量和面雨量之间的关系（简称暴雨点面关系），间接求得指定频率的设计面雨量。

（1）设计点雨量计算　如果在流域中心处恰好有一个具有长期雨量资料的测站，那么可以依据该站的资料进行频率计算，求得各种历时的设计暴雨量。点雨量频率计算中，也存在特大暴雨处理和成果合理性论证的问题，必须给予充分的注意和认真对待。特大暴雨处理与洪峰流量频率计算的方法相似，不再重述。而点暴雨频率计算成果的合理性分析，除应把各统计历时的暴雨频率曲线绘在一张图上检验，将统计参数、设计值与邻近地区站的成果协调外，还需借助水文手册中的点暴雨参数等值线图、邻近地区发生的特大暴雨记录以及世界点最大暴雨记录进行分析。

如果流域上完全没有长系列资料时，一般是查各省的水文手册等文献中刊载的暴雨统计参数等值线图来解决。由等值线图可查得流域中心处各种历时暴雨的统计参数，这样就不难绘出各种历时暴雨的频率曲线，求得设计值。

（2）设计面暴雨的推求　当流域面积很小时，可直接把流域中心的设计点雨量作为流域的设计面雨量。对于较大面积的流域，必须研究点雨量与面雨量之间的关系（称暴雨点面关系），进而将设计点雨量转化为设计面雨量。

目前，我国水文计算中采用的暴雨点面关系有两种：一种是流域中心雨量与流域面雨量的关系，因点雨量位置（一般取流域中心）和暴雨面积（恒为流域面积）是固定的，故常称定点定面关系。为了将雨量站较密的流域获得的定点定面关系移用于雨量站稀少、或缺乏的流域，通常将一个水文分区中各流域的点面关系综合为如图 5-9 所示的定点定面关系 $\alpha \sim T \sim F$，图中 α 为流域中心雨量折算为流域面雨量的系数，称点面系数，随所取的暴雨历时 T 和流域面积 F 而变化，它等于历时 T 的流域面雨量与相应的流域中心点雨量的比值。广东、海南、广西、福建等省区大量资料分析表明：定点定面关系的地区变化很小，可以在相当大的地区内综合和使用。另一种是暴雨中心点面关系，即暴雨中心雨量与各等雨量线包围面积上的面

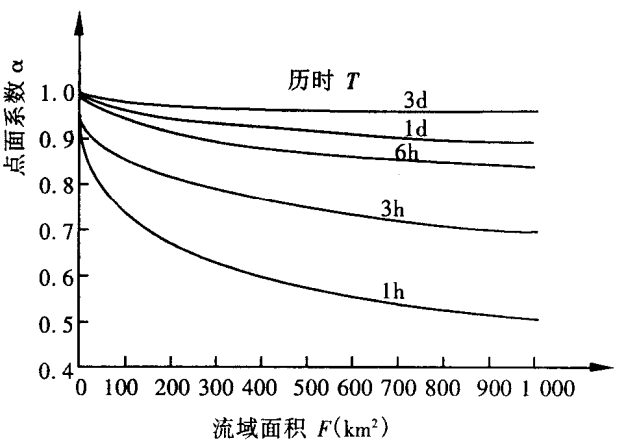


图 5-9　某水文分区定点定面暴雨点面关系曲线

雨量间的相关关系，由于点雨量的位置和面雨量的面积随各场暴雨变动，故又称动点动面关系。它在形式上与图 5－9 完全相同，但纵横坐标的意义却有实质性的差别。作为动点动面关系的 α，实际上代表的是某一历时暴雨的等雨量线包围面积 F 上的面雨量与相应的暴雨中心点雨量之比，但应用时，又作为定点定面关系的 α 使用。动点动面关系制作比较容易，以往应用的很普遍，大多数省区的水文手册中刊载的均为这种点面关系。由以上分析可知，由设计流域中心点雨量推求设计流域面雨量时，理应采用定点定面关系，但鉴于目前许多省区尚未绘制这种关系，因此仍可借用动点动面关系。不过，借用时，应分析几个与设计流域面积相近的邻近流域的 α 值作验证，如果差异较大，应作适当修正。

依据暴雨点面关系求设计面雨量是很容易的。例如在图 5－9 所代表的水文分区中的某流域，流域面积为 500km^2，流域中心百年一遇 1d 暴雨为 300mm，由图上查得点面系数 $\alpha = 0.92$，故该流域百年一遇 1d 面雨量为 $P_{1\%} = 0.92 \times 300 = 276$mm。

（二）设计暴雨过程的拟定

拟定设计暴雨过程的方法也与设计洪水过程线的确定类似，首先选定一次典型暴雨过程，然后以各历时设计雨量为控制进行缩放，即得设计暴雨过程。选择典型暴雨时，原则上应在各年的面雨量过程中选取。典型暴雨的选取原则，首先，要考虑所选典型暴雨的分配过程应是设计条件下比较容易发生的；其次，还要考虑是对工程不利的。所谓比较容易发生，首先是从量上来考虑，即应使典型暴雨的雨量接近设计暴雨的雨量；其次是要使所选典型的雨峰个数、主雨峰位置和实际降雨时数是大暴雨中常见的情况，即这种雨型在大暴雨中出现的次数较多。所谓对工程不利，主要是指两个方面：一是指雨量比较集中，例如 7d 暴雨特别集中在 3d，3d 暴雨特别集中在 1d 等；二是指主雨峰比较靠后，这样的降雨分配过程所形成的洪水洪峰较大且出现较迟，对水库安全将是不利的。为了简便，有时选择单站雨量过程作典型。例如淮河上游 1975 年 8 月在河南发生的一场特大暴雨，简称“75.8 暴雨”，历时 5d，板桥站总雨量 1451.0mm，其中 3d 为 1422.4mm，雨量大而集中，且主峰在后，曾引起两座大中型水库和不少小型水库失事。因此，该地区进行设计暴雨计算时，常选作暴雨典型。当难以选择某次合适的实际暴雨作典型时，最好取多次大暴雨进行综合，获得一个能反映大多数暴雨特性的概化综合暴雨时程分配作典型。

典型暴雨过程的缩放方法与设计洪水的典型过程缩放计算基本相同，一般均采用同频率放大法。即先由各历时的设计雨量和典型暴雨过程计算各段放大倍比，然后与对应的各时段典型雨量相乘，得设计暴雨在各时段的雨量，此即为推求的设计暴雨过程。具体方法见下面的算例。

例 5－5 某流域具有充分的雨量资料，求百年一遇设计暴雨过程。

（1）首先对本流域面雨量资料系列进行频率计算，求得百年一遇的各种历时的设计值成果如表 5－7 所示。

表 5－7　　某流域各统计历时设计面雨量

统计历时(d)	1	3	7
设计面雨量 $P_{1\%}$(mm)	108	182	270

（2）对流域中某测站的各次大暴雨过程资料进行分析比较后，选定暴雨核心部分出现较迟的 1955 年的一场大暴雨作为典型，其暴雨过程如表 5－8 所示。

(3)按同频率控制放大法求设计暴雨过程。根据典型暴雨过程,算得典型连续 1d,3d,7d 的最大暴雨量及其出现位置分别为:1d 最大(第 6d)的 $P_{典,1d}=63.2mm$;3d 最大(第 5~7d)的 $P_{典,3d}=108.5mm$;7d 最大(第 1~7d)的 $P_{典,7d}=148.6mm$。然后结合各种历时设计面雨量求得各段放大倍比为:最大 1d(第 6d)的 $K_1=1.71$,最大 3d 中其余 2 天(第 5,7d)的 $K_{1\sim3}=1.63$;最大 7d 中其余 4d(第 1~4d)的 $K_{3\sim7}=2.20$,将这些倍比值填在表 5-8 中各相应的位置,用以乘当日的典型雨量,即得该表中最末一栏所列的设计暴雨过程。但应注意其中 1d,3d,7d 的最大雨量应与表 5-7 相同,否则,应予以修正。

表 5-8 **某流域设计暴雨过程计算表**

时　间(d)	1	2	3	4	5	6	7	合计
典型暴雨过程(mm)	13.8	6.1	20.0	0.2	0.9	63.2	44.4	148.6
放大倍比 K	2.20	2.20	2.20	2.20	1.63	1.71	1.63	
设计暴雨过程(mm)	30.3	13.3	44.0	0.4	1.6	108.1	72.4	270

二、计算设计净雨

求得设计暴雨之后还要推求设计净雨,再由此净雨过程推求设计洪水过程。设计暴雨扣损与由实际暴雨预报净雨过程的计算原则上是相同的。这部分内容已在第二章讲述,本节只讨论设计条件下由暴雨推求设计净雨的一些特殊问题和总的计算程序及方法。

由设计暴雨推求设计净雨一般分为以下三个步骤进行。

(一)拟定设计流域的产流计算方案

具体到设计流域到底应选择什么样的产流计算方法,应根据本流域的特点、资料情况、过去的经验和设计上的要求等进行考虑。例如对于南方湿润多雨地区,多采用以前期流域蓄水量为参数的降雨径流相关图法。为了容易向设计条件外延,又多采用蓄满产流原理制作相关图。但也有不少单位应用初损后损法的经验比较丰富,认为该法能保证设计精度,也可采用初损后损法。但不管采用何种产流计算方法,都应通过实际资料的检验,论证所选用的方案是合理的,应用于设计条件是可行的,以保证设计净雨计算的精度。

设计流域缺乏降雨径流观测资料时,一般可通过综合产流的地区变化规律来解决。许多省、区把综合分析的产流地区变化规律,以公式、图表的形式刊印在水文手册中,供无资料流域产流计算时查用。例如山东省水文手册中就综合有适用于不同地区的 14 条暴雨径流相关线,供各个分区查用。

(二)确定设计暴雨的前期流域蓄水量 W 或前期影响雨量 P_a

根据产流计算方案推求净雨时必须知道该次降雨的前期流域蓄水量 W 或前期影响雨量 P_a(为讲述上的方便,以下均以 P_a 代表)。对于实际降雨可以根据实际的前期降雨情况算出 P_a 值,对于设计暴雨来说,它可以与任一个 $P_a(0\leqslant P_a\leqslant W_m)$相遇,那么如何选定设计的 P_a 才能保证求得的洪水符合设计标准呢?这一问题就成为设计净雨计算的一个重要环节了。关于这个问题目前还缺乏统一的计算方法,下面介绍常用的三种:

1. W_m 折算法

如前所述，P_a 将变化在 0～W_m 之间，故有些地方常根据自己的经验，用一折算系数 γ 按下式确定设计的 P_a 值 $P_{a,p}$，即

$$P_{a,p} = \gamma W_m \tag{5-15}$$

式中，γ 随地区和设计标准的不同而取不同的数值。在湿润地区，汛期雨水充沛，土壤经常处于湿润状态，当设计标准较高时，如千年一遇洪水或可能最大洪水，为安全计，可取 $\gamma = 1.0$；在干旱、半干旱地区或湿润地区标准不高的洪水，所取 γ 值应小于 1.0，可以统计分析 γ 与设计标准关系的基础上，依不同地区和设计标准的高低选取，一般为 0.5～0.8。例如黑龙江省取 0.57～0.79，陕西省取 0.23～0.67，湖北省、湖南省、浙江省取 0.75。

2. 扩展设计暴雨过程法

在统计暴雨资料时，加长统计历时，使之包括前期降雨历时在内。例如根据设计暴雨的需要只统计 3d 暴雨就够了，但是由于要计算设计 3d 暴雨的 $P_{a,p}$，统计历时就得往前延长数十天，以便得出一个长达数十天的扩展了的暴雨系列。除对 3d 暴雨系列进行频率计算以求得历时为 3d 的设计暴雨量以外，也对此长历时的暴雨系列进行频率计算，得出长历时的设计暴雨量，选择典型，按同频率放大法分两段（3d 设计暴雨段及前期降雨段）对此长历时设计暴雨进行分配，以 3d 设计暴雨以前的逐日雨量计算 $P_{a,p}$。

3. 同频率法

对于某统计历时，在从实测暴雨资料摘录年最大暴雨量 P 时，还同时计算 P 的前期影响雨量 P_a，并求出（$P + P_a$），于是有 P 和（$P + P_a$）两个系列，通过频率计算，由前者求得设计暴雨量 P_p，由后者求得同频率的 $(P + P_a)_P$，则设计暴雨相应的 $P_{a,p}$ 为

$$P_{a,p} = (P + P_a)_P - P_p \tag{5-16}$$

例如，已求得某流域的 $W_m = 120$mm，百年一遇的 3d 设计暴雨量 $P_{1\%} = 400$mm，百年一遇的 $(P + P_a)_{1\%} = 480$mm，则设计的 $P_{a,1\%} = 480 - 400 = 80$mm。当计算的 $P_{a,p}$ 大于 W_m 时，则取等于 W_m。

以上三种方法，若以计算的 $P_{a,p}$ 能否使推求的净雨量尽量符合洪水设计标准来衡量，则对以蓄满产流为主的湿润地区，同频率法和扩展设计暴雨法都比较好，但计算工作量都很大。W_m 折算法最简便，经验性强，有不少单位使用。

（三）推求设计净雨过程

根据设计的 $P_{a,p}$ 和拟定好的产流计算方案，便可像由实际暴雨预报净雨一样，将设计暴雨过程转化为设计净雨过程。但必须注意：设计暴雨，尤其是可能最大暴雨往往比实测的暴雨大得多，因此，应用降雨地面径流相关图法和初损后损法时，将有一个向设计条件外延的问题。此时，应结合产流机制和本地区的实测特大暴雨洪水资料进行分析，将产流方案外延到设计暴雨或可能最大暴雨的情况，然后再求设计地面净雨或可能最大地面净雨。若应用蓄满产流计算方案则无此问题，因为全流域蓄满后，降雨总径流相关图变成一组 45°的平行线，f_c 仍保持不变，可像一般情况一样，求得设计地面净雨过程和地下净雨过程。

三、由设计净雨推求设计洪水

将设计净雨转化为设计洪水的步骤大体是：

1. 拟定地面汇流计算方案

当流域有部分同期的暴雨和径流资料时，一般采用单位线法作汇流计算。但在选择单位线时，一定要考虑设计暴雨的大小及暴雨中心位置，选用相应的单位线。例如对于可能最大暴雨，应选择由特大洪水分析的单位线，或作过非线性校正的单位线。当流域缺乏同期的暴雨、径流资料时，可采用综合单位线法、推理公式法等进行计算。具体算法在各省的水文手册中均有详细说明，需要时可结合学习。按拟定的地面汇流计算方案将地面净雨过程转化为地面径流过程。

2. 选定地下径流计算方案

计算设计洪水的地下径流过程，对于罕见的设计洪水，地下径流所占比重甚小，因此常采用非常简化的方法估算。例如可从过去发生的洪水基流中，选一个平均情况的或比平均情况偏大一些的基流作为设计洪水的地下径流。当地下径流较大时，可考虑用地下汇流的方法计算。

3. 计算设计洪水

将设计的地面径流过程与设计的地下径流过程叠加，即得设计洪水过程线。

例 5-6　某流域集水面积 $F=3\,360\text{km}^2$，为解决下游灌溉、防洪问题，拟在流域出口处建一大型水库，为此，需要推求该处百年一遇设计洪水。该流域具有 1981～1985 年 5 年实测流量资料和 1960～1985 年 9 个雨量站的连续降雨记录。显然，不可能由流量资料直接推求设计洪水。现实可行的途径是采用由暴雨资料推求设计洪水。以下即用这种方法求该流域百年一遇设计洪水。

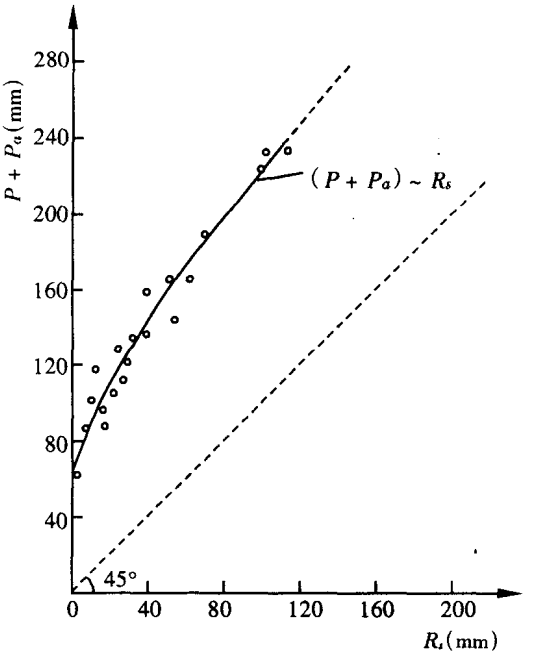


图 5-10　某流域降雨地面径流相关图

1. 设计暴雨的推求

该流域降雨资料充分，直接按面雨量系列计算 1d 和 3d 设计面雨量。然后按 1983 年暴雨典型同频率控制放大，得 3d 设计暴雨过程列于表 5-9 中第(2)栏。

2. 设计净雨的推求

①由 5 年同期观测的降雨径流资料分析，得出该流域降雨地面径流相关图 $(P+P_a)\sim R_s$，如图 5-10 所示。图中 P_a 按式(2-9)计算，分析的流域平均蓄水容量 $W_m=100\text{mm}$，流域蓄水量日消退系数 $K_a=0.95$。

②设计 P_a 按 W_m 折算法确定。根据当地的经验取 $\gamma=0.8$，故百年一遇设计暴雨的 $P_{a,1\%}=0.8\times100=80\text{mm}$。

③根据 $(P+P_a)\sim R_s$ 相关图及设计暴雨的 $P_{a,1\%}$，将表 5-9 中的设计暴雨过程转化为设计地面净雨，具体计算见表第(3)～(5)栏。

3. 推求设计洪水过程线

具体计算列于表 5-10 中，现说明如下：

表 5-9　　某流域设计暴雨及地面净雨过程计算表

时段(Δt = 12h)	(1)	1	2	3	4	5	6	Σ
设计暴雨 $P_{1\%}$(mm)	(2)	10.0	15.0	55.0	0	80.0	40.0	200.0
$\Sigma P_{1\%} + P_{a,1\%}$(mm)	(3)	90.0	105.0	160.0	160.0	240.0	280.0	
累积净雨(mm)	(4)	4.0	13.0	50.0	50.0	110.0	140.0	
设计净雨 R_s(mm)	(5)	4.0	9.0	37.0	0	60.0	30.0	140.0

(1)选定地面汇流计算方案　根据 5 年同期的实测降雨径流资料,分析得到 9 次大暴雨的时段单位线。最后按照设计净雨的大小及暴雨中心位置,从中选定用以推求设计洪水的 12h10mm 单位线列于表 5-10 中第(3)栏。

(2)计算地面径流过程　根据选定的单位线,按单位线倍比假定,求得各时段地面净雨产生的地面径流过程,列于(4)~(8)栏。把同时刻的流量相加,得总的地面径流过程,如第(9)栏。

(3)确定设计洪水的地下径流过程　根据过去实测洪水分析,基流所占比重不大,基流平均流量约 80m³/s,以此作为设计洪水的地下径流过程,列于第(10)栏。

(4)计算设计洪水过程　将第(9)栏的总地面径流和第(10)栏的地下径流相加,得最末一栏的百年一遇设计洪水过程,绘成设计洪水过程线,如图 5-11 所示。

表 5-10　　某流域百年一遇设计洪水计算表

时间 t (日.时)	地面净雨深 R (mm)	单位线流量 q (m³/s)	各时段净雨的地面径流过程(m³/s)					总地面径流过程 Q_s (m³/s)	地下径流 Q_g (m³/s)	设计洪水过程 Q (m³/s)
			4.0mm	9.0mm	37.0mm	60.0mm	30.0mm			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
1.0	4.0	0	0					0	80	80
12	9.0	50	20	0				20	80	100
2.0	37.0	200	80	45	0			125	80	205
12	0	154	62	180	185			427	80	507
3.0	60.0	121	48	139	740	0		927	80	1 007
12	30.0	90	36	109	570	300	0	1 015	80	1 095
4.0		61	24	81	448	1 200	150	1 903	80	1 983
12		40	16	55	333	924	600	1 928	80	2 008
5.0		25	10	36	226	726	462	1 460	80	1 540
12		16	6	23	148	540	363	1 080	80	1 160
6.0		9	4	14	93	366	270	747	80	827
12		6	2	8	59	240	183	492	80	572
7.0		4	2	5	33	150	120	310	80	390
12		2	1	3	22	96	76	197	80	277

续表

时间 t（日．时）	地面净雨深 R（mm）	单位线流量 q（m^3/s）	各时段净雨的地面径流过程（m^3/s）					总地面径流过程 Q_s（m^3/s）	地下径流 Q_g（m^3/s）	设计洪水过程 Q（m^3/s）
			4.0mm	9.0mm	37.0mm	60.0mm	30.0mm			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
8.0		0	0	2	15	54	48	119	80	199
12				0	7	36	27	70	80	150
9.0					0	24	18	42	80	122
12						12	12	24	80	104
10.0						0	6	6	80	86
12							0	0	80	80
11.0									80	80
合计	140.0	778（合 10.0 mm）						10 892（合 140.0 mm）		

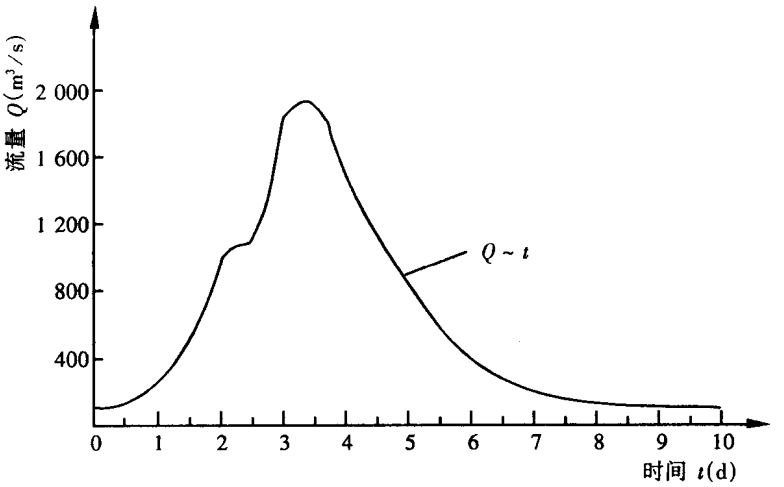


图 5－11　某站百年一遇设计洪水过程线

第五节　入库设计洪水问题

一、入库洪水的含义

我国已建成的水库，在规划设计时，大多数是用坝址断面的设计洪水（简称坝址洪水）作为水库调洪计算的依据。但是水库建成后，水流是由水库四周，即从图 5－12 中的入库站 A、B 及区间面积的溪、涧汇入水库，而不是从坝址汇入水库。因此入库洪水与坝址洪水必然有些差异，这就是入库洪水问题。

二、入库洪水的组成部分

为了便于分析，把入库洪水分为三个组成部分，如图 5－12 所示。

（一）入库断面洪水

即干、支流上 A 站及 B 站的洪水。

（二）区间洪水

即库周无水文站的溪、涧及陆面入库的洪水。

（三）库面降水

即降落在库面上的雨水，不经过产、汇流阶段，直接增加水库蓄水量。

三、入库洪水与坝址洪水的差异

（一）建库前后调蓄作用的改变

建库前，A 站及 B 站的洪水经过一段河槽调蓄后汇流到坝址成为坝址洪水。建库后洪水在库周直接入库，与坝址洪水相比，少一段库周至坝址之间的河槽调蓄作用。

（二）汇流条件的改变

建库前，A 站及 B 站的洪水汇流到坝址，有一段传播时间。建库后，洪水直接入库而不是到坝址，传播时间缩短了。入库洪水的洪峰比坝址洪水的洪峰到得早。

（三）产流条件的改变

建库前库区大部分是陆面，建库后成了水面，降在库面上的雨水没有损失（主要指没有下渗损失）直接成为入库径流，与坝址洪水比，洪量有所增加。

三种差异中，前二者是主要的。因库区面积与流域面积相比，所占比重不大，故库面降雨所增加的洪量不多。由于入库洪水汇流快，受河槽调蓄作用小，所以与坝址洪水相比，入库洪水的洪峰出现较早，洪峰较高（据实际资料分析，最多可高出20%），洪量集中，如图5－13的阴影部分所示。峡谷型水库的河槽调蓄作用不大，上述差异较小。对于湖泊型水库，这种差异较大。

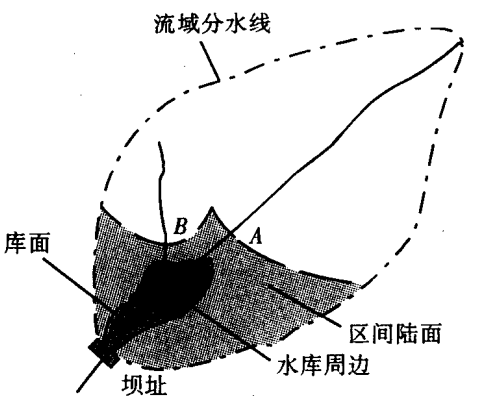


图 5－12　入库洪水组成示意图

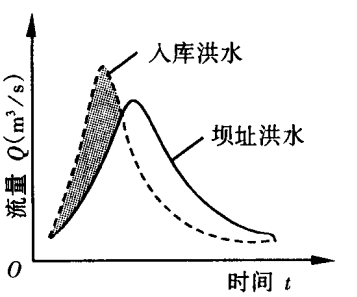


图 5－13　入库洪水与坝址洪水对比

四、入库洪水的计算方法

目前我国常用的计算入库洪水的方法有下列几种：

（一）同时流量叠加法（又称合成流量法）

当坝址以上的干支流在回水末端附近有水文站，且资料较完整时，可分别将干流及区间洪水演进到库周，同步叠加为入库洪水。此法概念明确，只要区间洪水估算恰当，一般可以得到满意的结果。

（二）马斯京根反演法

马斯京根流量演算法，详见本书第三章。当入库断面到坝址之间区间面积较小，入库断面附近干、支流上有部分实测资料时，可根据坝址洪水资料，采用马斯京根法进行反演算由坝址洪水推求入库洪水。此法适用于水库规划设计阶段，它可将坝址洪水系列直接转换成入库洪水系列，但不能用来推求建库后的入库洪水。

（三）水量平衡法

水库建成后，可用坝前水位与库容的关系曲线及出库流量等资料，由实测的出库流量和水库蓄水变化，按水量平衡法反推入库洪水。

五、入库设计洪水的计算

在水库较大、回水较远的情况下，应该以入库设计洪水作为设计依据。如果按上述方法求出了较长期的入库洪水资料，可对入库洪水峰、量系列作频率分析，进而推求入库设计洪水过程线。在建库前坝址具有较长期洪水资料时，可先求坝址设计洪水，再用马斯京根法作反演算，直接推出入库设计洪水。

第六章　水库防洪调度

在河流上修建水库，利用水库调蓄洪水，削减洪峰流量，是减轻或避免洪水灾害的重要防洪工程措施。汛期确保水库安全度汛，保障下游防护区安全，是水库防洪调度的中心任务。在正常情况下，水库防洪调度是根据规划设计确定的大坝设计洪水标准和下游防护区的防洪标准，防洪调度方式和各项防洪调度特征水位，按照水库调度规程中有关防洪调度规定，对入库洪水进行实时调蓄。在出现超过设计标准洪水的非常情况下，应采取紧急抢护措施，力保大坝安全并减轻下游的洪水灾害损失。

第一节　水库特征水位与调洪作用

一、水库特性曲线

水库特性曲线是指水库水位与水面面积的关系曲线和水库水位与库容的关系曲线。在河流某一断面上筑坝，坝越高，水面面积就越大，库容也就越大。而在河道不同的断面，相同的坝高，其相应的面积和库容也是不同的，这是库区内地形不同所致。也就是说，坝址不同，水库特性曲线就不同，所以水库特性曲线是反映水库地形特征的曲线。水库特性曲线是水库规划、设计和水库调度不可缺少的基本资料。

（一）水库面积曲线

水库水位与水面面积关系曲线简称水库面积曲线，它可以根据库区地形图来绘制。根据水库的大小和地形特点选取 1/5 000 ~ 1/50 000 比例尺的地形图，用求积仪等方法，算出不同高程等高线与坝轴线包围的水库水面面积 A，以水位 Z 为纵坐标，以水库面积 A 为横坐标，点绘成水位 ~ 面积关系曲线。如图 6 - 1 所示。

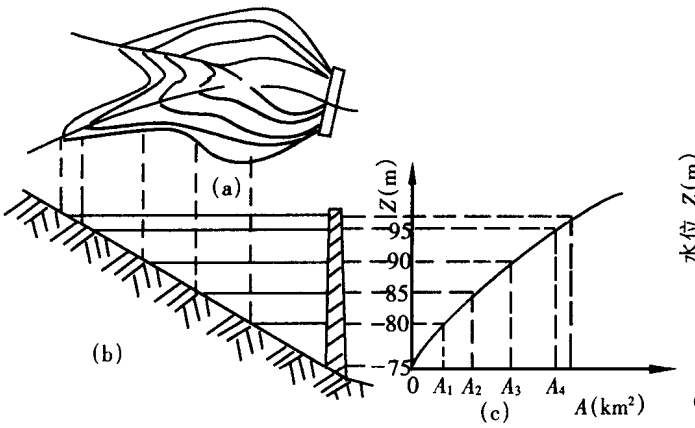


图 6 - 1　水库面积曲线绘制示意图

(a)水库平面图；(b)水库剖面图；(c)水库面积曲线

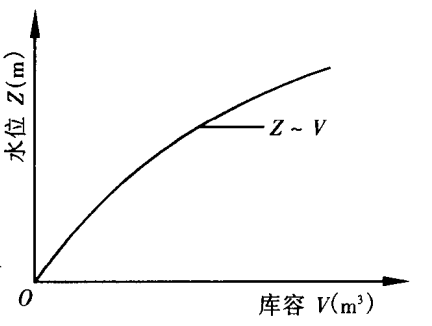


图 6 - 2　水库容积曲线

（二）水库容积曲线

水库水位与水库容积关系曲线简称水库容积曲线。它是水库面积曲线沿高程变化方向上的积分曲线，可通过分别计算各相邻高程间隔内的部分容积，自河底向上累加得相应水位的容积，从而绘出水位容积（$Z \sim V$）曲线，如图 6－2 所示。容积的计算为

$$V = \int_{Z_0}^{Z} A\mathrm{d}Z \tag{6-1}$$

或

$$V = \sum_{Z_0}^{Z} \bar{A}\Delta Z = \sum_{Z_0}^{Z} \Delta V \tag{6-2}$$

$$\bar{A} = \frac{1}{2}(A_1 + A_2) \tag{6-3}$$

或

$$\bar{A} = \frac{1}{3}(A_1 + \sqrt{A_1 A_2} + A_2) \tag{6-4}$$

式中，V—— 水库容积；

ΔZ—— 相邻两水位间的高差；

$A_1, A_2, \bar{A}$—— 相邻水位的水库面积及二者的平均值；

ΔV—— 与 ΔZ 相应的容积；

Z_0 ——库底高程。

用上述方法计算的水库容积，是假定入库流量为零时，水库水面为水平的情况，称为静水库容，简称静库容。对于大的湖泊式水库，流速甚小，水面曲线接近水平，仅回水尾端稍稍上翘，以静库容计算误差不大。但对于河川式水库，回水影响甚远，当入库流量大，流速大形成的水面曲线并非水平，这时若仍然按水库水面为水平计算，则会产生较大误差，应按动水库容来计算。即除静库容外，还有一部分楔形蓄量，见图 6－3 阴影部分。上翘的水面线下总的容积即静库容加楔形蓄量为动水库容，简称动库容。

动库容曲线的绘制方法是：对某一入库流量假定不同的坝前水位，根据水力学公式，推求出该入库流量下不同坝前水位的水面曲线，并计算相应库容，从而可点绘该入库流量的水位与库容关系曲线。对另一入库流量用同样的方法又可求得另一水位库容曲线，这样就可得出以入库流量为参数、水位为纵坐标、库容为横坐标的动库容曲线，如图 6－4 所示。

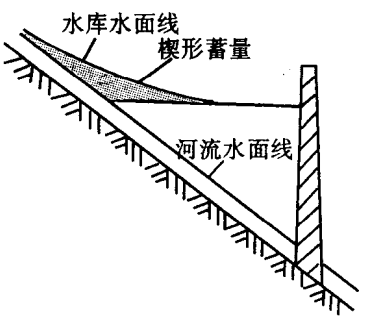


图 6－3　水库动库容示意图

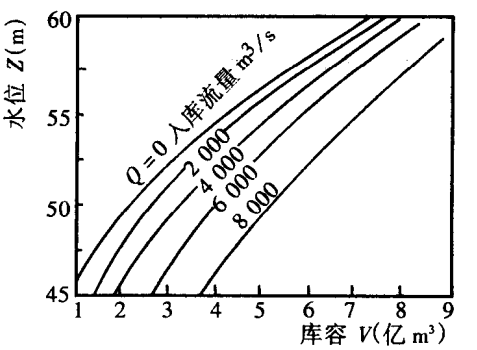


图 6－4　水库动库容曲线

二、水库的特征水位和特征库容

反映水库工作状况的水位称为特征水位。特征水位及其相应库容(特征库容)如图 6-5 所示,它们反映着水库工程的规模和控制运用的要求,是水库防洪调度的基本依据。这些特征水位和特征库容如下。

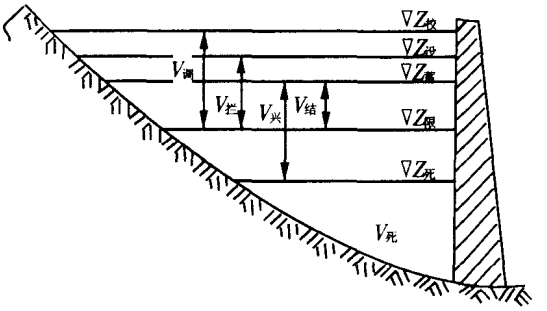


图 6-5 水库特征水位及其库容示意图

(一) 死水位($Z_{死}$)和死库容($V_{死}$)

水库正常运用情况下,允许水库消落的最低水位,称为死水位($Z_{死}$)。该水位以下的库容称为死库容($V_{死}$)。一般情况下,死库容是不动用的。

(二) 正常蓄水位($Z_{蓄}$)和兴利库容($V_{兴}$)

水库在正常运用情况下,为满足兴利部门枯水期正常用水要求,在供水期开始时应蓄到的水位称为正常蓄水位。正常蓄水位与死水位之间的库容称为兴利库容。正常蓄水位与死水位之间的深度称为消落水深。

(三) 防洪限制水位($Z_{限}$)与结合库容($V_{结}$)

水库在汛期洪水来临之前允许兴利蓄水的上限水位,称为防洪限制水位。防洪限制水位与正常蓄水位之间的库容称为结合库容,此库容在汛末要蓄满为兴利所用。在汛期洪水到来后,此库容可作为滞洪之用,洪水消退时,水库尽快泄洪,使水库水位迅速回降到防洪限制水位。防洪限制水位可以根据洪水特性和防洪要求,在汛期按不同时期分段拟定。

(四) 防洪高水位($Z_{防}$)和防洪库容($V_{防}$)

当水库遇到下游防护对象的设计洪水时,水库为控制下泄流量而拦蓄洪水,这时坝前达到的最高水位,称为防洪高水位。该水位与防洪限制水位之间的库容称为防洪库容。

(五) 设计洪水位($Z_{设}$)和拦洪库容($V_{拦}$)

当水库遇到大坝设计洪水时,该洪水从防洪限制水位开始,经水库调节后所达到的最高库水位称为设计洪水位,该水位与防洪限制水位之间的库容称为拦洪库容。

(六) 校核洪水位($Z_{校}$)与调洪库容($V_{调}$)

当水库遇到校核洪水时,该洪水从防洪限制水位开始,经水库调节后所达到的最高库水位称为校核洪水位,该水位与防洪限制水位之间的库容称为调洪库容。

(七) 水库总库容($V_{总}$)

校核洪水位以下的全部库容称为总库容,即

$$V_{总} = V_{死} + V_{兴} + V_{调} - V_{结} \tag{6-5}$$

三、水库防洪设施及其调洪作用

为使水工建筑物和下游防护地区能抵御规定的洪水，要求水库设置一定的防洪库容和泄洪建筑物，使洪水经过调节后，安全通过大坝。对于下游防洪标准的洪水，还要求水库下泄流量不超过规定的允许泄量，以保证下游防护地区的安全。

水库泄洪建筑物可分为两种类型，即表面式溢洪道和深水式泄水洞。表面式溢洪道又分为无闸溢洪道和有闸溢洪道两种形式。深水式泄水洞则有设在坝体的底孔、隧洞及泄水管等多种形式。在较重要的大中型水库，一般是同时设有这两种类型的泄洪建筑物。不同类型的泄洪建筑物对入库洪水的调节作用是不相同的，下面分别说明它们在水库中的调节作用。

无闸溢洪道常称作开敞式溢洪道，当库水位超过溢洪道的堰顶高程时，即自行泄流。假设某次洪水来临时，库水位正好与堰顶齐平，此时，水库即开始溢洪（见图 6-6 中的 A 点）。在溢洪初期，溢洪道堰顶水头较小，其下泄流量小于同一时期的入库流量，因此入库水量部分滞存在堰顶之上的水库容积中，余水不断地蓄于水库中，随着水库蓄水量增加，水位相应升高，下泄流量也随之增大，直至溢洪道的泄流能力与同一时刻的入库流量相等（见图 6-6 的 B 点），水库出现最大的蓄水量及相应的最大下泄流量 q_m。B 点以后，入库流量小于同一时刻的下泄流量，于是水库水位和下泄流量也随之逐渐减小，直至水位消落至堰顶高程为止。图 6-6 中泄流过程线 $q \sim t$ 与入库洪水过程线 $Q \sim t$ 间阴影部分的面积相当于水库的防洪库容。由于水库只能延滞和调节洪水，不能控制洪水和与兴利库容结合，故此防洪库容用 $V_{调}$ 表示。

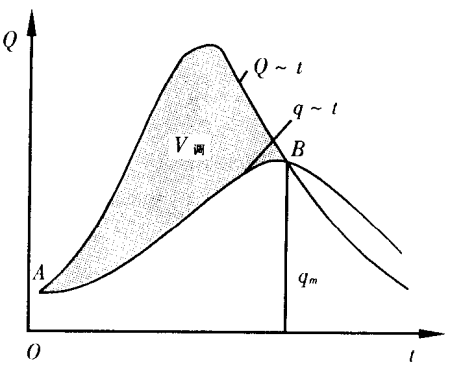


图 6-6　无闸溢洪道泄流过程示意图

有闸溢洪道的调洪，由于闸门操作方式不同，增加了调洪演算的复杂性。这里介绍一种一般的情况，以说明有闸溢洪道的调洪作用。

设有闸溢洪道的闸门顶高程一般和正常蓄水位齐平，而溢洪道的堰顶高程低于汛前水位。假定下游防洪标准的入库洪水来临时，由于溢流堰顶已具有一定的水头，这时若启闸泄洪其泄流能力可能超过初期的入库流量。为了保证兴利的要求，不允许泄出汛前水位以下的蓄水量，因此在 t_1[见图 6-7(b)]以前应人为地控制闸门的开度，使下泄流量等于入库流量，如图 6-7(b)的 ab 段所示。到 t_1 以后，入库流量开始大于闸门全部开启的泄流能力，这时为使水库有效地泄洪，应将闸门完全打开，水库逐渐蓄水，泄量也随之增大，如图中的 bc 段所示。到 t_2 时刻，水库下泄能力开始大过下游河道的允许泄量 $q_{允}$，不能继续敞开泄流，这时应徐徐关小闸门，按 $q = q_{允}$ 下泄，以保证下游防护对象的安全。图中阴影面积就是水库为保证下游防洪安全所必须设置的防洪库容 $V_{防}$，与之相应的库水位称作防洪高水位，以 $Z_{防}$ 表示[见图 6-7(a)]。为明确起见，当入库洪水为大坝设计标准洪水时，水库达到的最高水位为设计洪水位，相应的防洪库容用 $V_{拦}$ 表示。

深水式泄洪洞设于一定水深处，其水流状态属于有压出流。在开始泄洪时，泄洪洞已有较大的作用水头，此时闸门全开时的泄洪能力为 q_0，由 t_0 至 t_1 时刻，必须控制闸门使其下泄流

量恰等于入库流量，如图 6－8 中 OA 时段所示。至 t_1 以后，入库流量开始超过底孔闸门全部打开时的泄流能力。这时应将闸门全开，随着水库蓄量的增加，下泄流量亦逐渐增大，泄量至 B 点时，达到最大值 q_m。

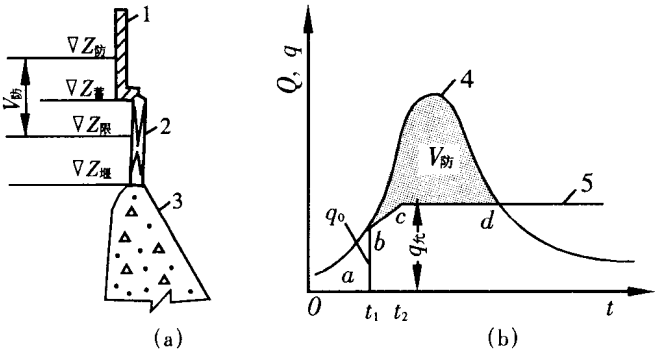


图 6－7　有闸溢洪道泄流过程示意图

(a)闸前水位；(b)入库出库流量过程线

1－胸墙 2－闸门 3－溢洪道 4－入库流量过程线 $Q\sim t$

(相当于下游防洪标准的)5－出库流量过程线 $q\sim t$

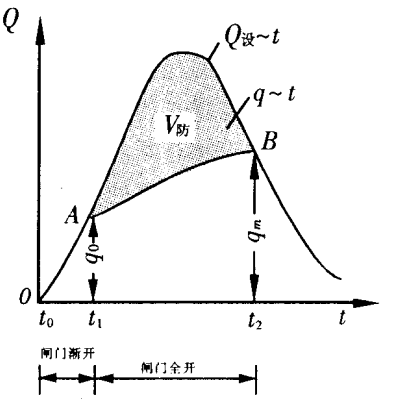


图 6－8　泄洪洞泄洪过程示意图

从以上分析可知，无论采用何种类型的泄洪建筑物，在洪水通过水库过程中，总是先蓄后泄，流出水库的流量过程变得平缓，洪峰流量减小，洪水过程线的历时加长。泄洪建筑物的类型、尺寸大小以及运用方式不同，洪水过程线的变形就不同。水库调洪计算的任务就是，对一定的水库和拟定的泄洪建筑物类型、尺寸、调洪方式，由入库洪水过程线推求水库下泄流量过程线。在水库规划设计阶段，可求得水库最大下泄流量、防洪特征库容和相应的特征水位。在水库管理运用阶段，可求得水库各时段下泄流量和水库蓄水水位过程。

第二节　水库调洪计算原理

水库调洪计算又称调洪演算。它是将水库库容曲线，入库洪水过程和泄洪建筑物类型、尺寸、调洪方式作为已知的基本资料和条件，对水库进行逐时段的水量平衡和动力平衡运算，从而推求水库下泄流量过程线。水库水量平衡和动力平衡，实际上是圣维南方程组运算的一种简化。水库的动力平衡计算涉及到水库泄洪建筑物的泄流能力分析与计算，水库泄洪建筑物的泄流能力可采用水库蓄泄方程或蓄泄曲线表示。

一、水库泄洪建筑物泄流能力分析

水库泄洪建筑物的泄流能力，是指在一定的水头下泄洪建筑物可能通过的最大流量，是实际泄流量的上限值。对无闸溢洪道，该水头下的泄流量和泄流能力是一致的。对于有闸溢洪道，当闸门全开时两者也是一致的。因此，当泄洪建筑物类型、尺寸既定后，泄流能力只是水头的函数。而在实际应用中，无闸溢洪道只能按泄流能力下泄，有闸溢洪道则可在泄流能力之内按调洪方式由闸门控制泄流。

溢洪道的泄洪能力可按堰流公式计算：

$$q = M_1 B H_0^{3/2} \tag{6-6}$$

式中，q——溢洪道泄洪能力(m^3/s)；

H_0——考虑行近流速 v 的堰顶水头，即 $H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$，水库行近流速 v 一般较小，计算时常可忽略其影响，故 H_0 可近似等于堰顶水深 H(m)；

B——溢流堰净宽(m)；

M_1——流量系数，其值取决于溢流堰形式，可参阅水力学书籍查定。

泄洪洞的泄洪能力可按有压管流公式计算：

$$q = M_2 \omega H_0^{1/2} \tag{6-7}$$

式中，q——泄洪洞的泄洪能力(m^3/s)；

H_0——考虑行近流速 v 的泄洪洞计算水头，即 $H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$。在非淹没出流时，H 等于库水位与洞口中心高程之差；淹没出流时，H 为上下游水位差；

ω——泄洪洞的过水断面面积；

M_2——流量系数，应按淹没和非淹没情况参阅水力学书籍查取。

二、水库调洪计算原理

水库按泄洪能力下泄流量，是水库调洪的最基本方式。从水库调洪作用的分析可以看到，水库之所以能够削减洪峰流量，主要是由于水库蓄洪和泄洪建筑物控制了下泄流量。当水库泄洪建筑物的形式、尺寸大小一定时，下泄的流量受控于泄流水头，泄流水头又受到水库蓄水量的控制，而水库蓄水量的大小又紧紧依赖于入库与出库水量的变化。因此，可以采用水量平衡方程反映水库蓄水量与入库出库水量的变化，用水库蓄泄方程反映水库蓄量与泄量能力的关系。

(一) 水库水量平衡方程

在某一时段 Δt 内，如图 6-9 所示，入库水量减去出库水量，应等于该时段内水库增加或减少的蓄水量，水量平衡方程为

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2}\Delta t - \frac{q_1 + q_2}{2}\Delta t = V_2 - V_1 \tag{6-8}$$

式中，Q_1，Q_2——时段 Δt 始、末的入库流量(m^3/s)；

q_1，q_2——时段 Δt 始、末的出库流量(m^3/s)；

V_1，V_2——时段 Δt 始、末的水库蓄水量(m^3)；

Δt——计算时段，其长短的选择，应以能较准确地反映洪水过程线的形状为原则。陡涨陡落的，Δt 取短些；反之，取长些。

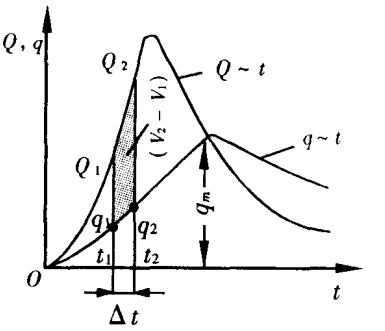


图 6-9　水库调洪计算示意图

(二) 水库蓄泄方程或水库蓄泄曲线

水库泄洪建筑物的形式、尺寸一定时，泄流能力 q 仅取决于泄洪设施的水头 H。当水库内水面坡降较小，其泄流水头 H 只是水库蓄水量 V 的函数，即 $H = f(V)$，故下泄流量 q 成为蓄水量 V 的函数，即

$$q = f(H) \tag{6-9}$$

或

$$q = f(V) \tag{6-10}$$

式(6-10)是假设库水面为水平时的水库泄流方程或称 $q = f(V)$ 曲线。该曲线由静库容

曲线和泄流计算公式综合而成。

对于狭长的河川式水库，在通过洪水流量时，由于回水的影响，水面常呈现明显的坡降。在这种情况下，按静库容曲线进行调洪计算常带来较大的误差，因此为了满足成果精度的要求，必须采用动库容进行调洪计算。

在式(6－8)和式(6－10)中，仅 q_2，V_2 为未知数，故联解可得到。从洪水开始，逐时段连续求解，即可求出水库下泄流量过程线，最大下泄流量 q_m，调洪库容 $V_{洪}$ 和水库逐时水位变化过程。

第三节　水库调洪计算的基本方法

水库调洪计算有多种方法，如试算法、半图解法、图解法及概化图形法等。因为它们的基本原理是相同的，只是在具体计算技巧上或形式上有所差异，因此这里只介绍常用的试算法和半图解法中的单辅助线法。

一、列表试算法

列表试算法是将水量平衡方程式(6－8)中各项用表格的形式列出，便于逐时段试算下泄流量的一种方法。该方法概念清楚，是一种最基本且用途较广的水库调洪计算方法。不管溢洪道是否设置闸门和计算时段是否固定均可使用。为叙述方便，以下按无闸溢洪道情况介绍其计算步骤。

① 根据库容曲线 $Z \sim V$ 和拟定的泄洪建筑物形式、尺寸，用水力学公式计算和绘制水库的蓄泄曲线 $q \sim V$。

② 分析确定调洪开始时的起始条件，即起调水位和相应的库容、下泄流量。一般来说，调洪计算是假定水库水位为防洪限制水位开始的，即认为洪水来临前，库水位总是维持在防洪限制水位。如无闸溢洪道，一般防洪限制水位与溢洪道堰顶齐平，此就是调洪水位。

③ 利用水量平衡方程式和蓄泄曲线，按试算法列表解算各时段末的 q_2，V_2，表格形式如表 6－3 所示。试算从第一时段开始，逐时段连续进行。对于第一时段，Q_1，Q_2，q_1，V_1 及 Δt 均已知，假设 q_2，若能同时满足式(6－8)和式(6－10)，说明是这两式的解，假设的 q_2 即为所求。否则要重设 q_2，重复上述计算，直到两者相等为止，这样求得的 V_2，q_2，就是下一个时段的 V_1，q_1，于是又可同第一时段一样，试算出第二时段末的 V_2，q_2，如此连续试算下去，即得所需要的下泄流量过程 $q \sim t$。

④ 将入库洪水 $Q \sim t$ 线和计算的 $q \sim t$ 线点绘在一张图上，若计算的最大下泄流量 q_m 正好是两线的交点，则计算的 q_m 是正确的，否则说明计算的 q_m 有误差，此时应把计算时段 Δt 划分短些，进行试算，直至计算的 q_m 正好是两线的交点为止。

⑤ 由 q_m 查 $q \sim V$ 线，得总库容 V_m，从中减去防洪限制水位相应的库容，便可得调蓄洪水的库容。由 V_m 查库容曲线 $Z \sim V$，可以得到最高洪水位。显然，当入库洪水为设计标准的洪水时，所求的结果是设计洪水的最大下泄流量、拦洪库容、设计洪水位；当入库洪水为校核标准洪水时，所求的结果为校核洪水的最大下泄流量、调洪库容、校核洪水位；若入库洪水为防洪标准的洪水时，所求的结果为防洪标准的最大下泄流量(一般为安全泄量)、防洪库容、防洪高水位。

例 6－1　已知某水库泄洪建筑物为无闸溢洪道，堰顶高程为 116m，堰顶净宽 $B = 45$m，流量系数 $M_1 = 1.6$，该水库设有小型水电站，汛期按水轮机过水能力 $Q_{电} = 10\text{m}^3/\text{s}$ 引水发电。水

库的库容曲线如表 6 - 1 所示。设计洪水过程如表 6 - 3 中第(3) 栏所示。用试算法推求水库下泄流量过程，设计最大下泄流量，拦洪库容和设计洪水位。计算时段 $\Delta t = 12h$。

表 6 - 1　　水库水位容积曲线

库水位 Z(m)	75	80	85	90	95	100	105	115	125
库容 $V(10^6 m^3)$	0.5	4.0	10.0	23.0	45.0	77.5	119	234	401

(一) 推求该水库的蓄泄曲线 $q \sim V$

先列出表格计算 q 和 V 的关系，如表 6 - 2 所示。在堰顶高程 116m 之上，假定不同的库水位 Z，列于第(1) 栏，将它减去堰顶高程 116m，得第(2)栏所示的堰顶水头 H，代入堰流公式(6 - 6)，得

$$q_1 = M_1 B H^{3/2} = 1.6 \times 45 \times H^{3/2} = 72H^{3/2}$$

从而算出各 H 下的溢洪道泄流能力。加上发电流量 $10m^3/s$，得水位 Z 相应的水库泄流能力，列于第(3) 栏，库容曲线 $Z \sim V$ 和蓄泄曲线 $q \sim V$ 绘于图 6 - 10。

表 6 - 2　　某水库 $q \sim V$ 关系计算

库水位 Z(m)	(1)	116	118	120	122	124	126
堰顶水头 H(m)	(2)	0	2	4	6	8	10
泄流能力 $q(m^3/s)$	(3)	10	214	586	1 068	1 638	2 280
库容 $V(10^6 m^3)$	(4)	247	276	307	340	378	423

(二) 确定调洪的起始条件

溢洪道属于无闸门控制，取起调水位与堰顶齐平，即为 116m。其相应的库容 $V_1 = 247 \times 10^6 m^3$，$q_1 = 10m^3/s$。

(三) 推求下泄流量过程线 $q \sim t$

整个下泄流量过程的计算可按表 6 - 3 的格式进行。已知第一时段的 $Q_1 = 10m^3/s$，$Q_2 = 140m^3/s$，并由起始条件得 $V_1 = 247 \times 10^6 m^3$，$q_1 = 10m^3/s$，现在要求出第一时段末的 V_2 和 q_2。求法是：假定 $q_2 = 30m^3/s$，由式(6 - 8)得

$$V_2 = \frac{Q_1 + Q_2}{2}\Delta t - \frac{q_1 + q_2}{2}\Delta t + V_1$$

$$= \frac{10 + 140}{2} \times 12 \times 3\,600$$

$$- \frac{10 + 30}{2} \times 12 \times 3\,600 + 247 \times 10^6$$

$$= 249.38 \times 10^6 m^3$$

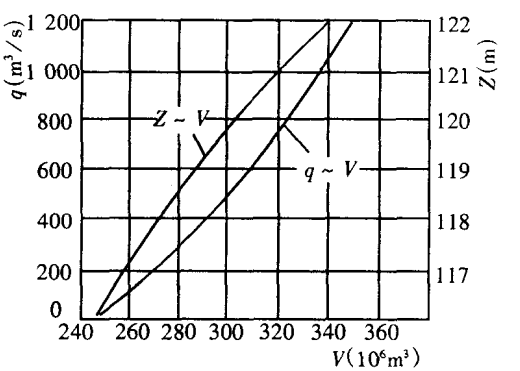


图 6 - 10　某水库库容曲线 $Z \sim V$ 和蓄泄曲线 $q \sim V$

在 $q \sim V$ 曲线中，如图 6 - 10 所示，以 $V_2 = 249.38 \times 10^6 m^3$ 查得 $q_2 = 20m^3/s$，与原假设不符，故需重设 q_2 进行计算。再假设 $q_2 = 20m^3/s$，可得

$$V_2 = \frac{10+140}{2} \times 12 \times 3\,600 - \frac{10+20}{2} \times 12 \times 3\,600 + 247 \times 10^6$$

$$= 249.59 \times 10^6 \text{m}^3$$

由 V_2 查得 $q_2 = 20\text{m}^3/\text{s}$ 与假设相符，故 $V_2 = 249.59 \times 10^6\text{m}^3$，$q_2 = 20\text{m}^3/\text{s}$ 即为所求，分别填入表6－3中该时段末的第(9)栏和第(6)栏，以第一时段所求的 V_2，q_2 作为第二时段初的 V_1，q_1，重复第一时段的试算过程，又可求得第二时段的 $V_2 = 265.26 \times 10^6\text{m}^3$，$q_2 = 105\text{m}^3/\text{s}$。如此连续试算下去，即为第(6)栏所示的下泄流量过程 $q \sim t$。

表6－3　　某水库调洪计算

时间 t (h)	时段 Δt (h)	Q (m^3/s)	$\frac{Q_1+Q_2}{2}$ (m^3/s)	$\frac{Q_1+Q_2}{2}\Delta t$ (10^6m^3)	q (m^3/s)	$\frac{q_1+q_2}{2}$ (m^3/s)	$\frac{q_1+q_2}{2}\Delta t$ (10^6m^3)	V (10^6m^3)	Z (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
0		10			10			247.00	116.0
	12		75	3.24		15.0	0.65		
12		140			20			249.59	116.2
	12		425	18.37		62.5	2.70		
24		710			105			265.26	117.2
	12		494.5	21.37		172.5	7.45		
36		279			240			279.18	118.2
	2		264.5	1.90		245.0	1.76		
38		250			250			279.32	118.2
	10		190.5	6.86		240.0	8.64		
48		131			230			277.54	118.1
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

（四）最大下泄流量 q_m 的计算

若按 $\Delta t = 12\text{h}$ 不变进行计算，则得 36h 的 $q = 240\text{m}^3/\text{s}$，48h 的 $q = 220\text{m}^3/\text{s}$，即 $q_m = 240\text{m}^3/\text{s}$，此值并不落在 $Q \sim t$ 线上，因 36h 的 $Q = 279\text{m}^3/\text{s}$，这是不正确的，应找出 $Q \sim t$ 和 $q \sim t$ 的交点处才是出现 q_m 的地方。因此在 36h 后把时段取小些，如取 $\Delta t = 2\text{h}$，认为此时 $Q_2 = q_2$，则在 $Q \sim t$ 线上可得 $Q_1 = 279\text{m}^3/\text{s}$，$Q_2 = 250\text{m}^3/\text{s}$。由前一时段计算可知，$q_1 = 240\text{m}^3/\text{s}$，$V_1 = 279.18 \times 10^6\text{m}^3$，则由式(6－8)计算得：

$$V_2 = \left(\frac{279+250}{2} - \frac{240+250}{2}\right) \times 2 \times 3\,600 + 279.18 \times 16^6 = 279.32 \times 10^6\text{m}^3$$

由 V_2 查图6－10的 $q \sim V$ 曲线得 $q_2 = 250\text{m}^3/\text{s}$，说明与假设相符，故 $q_m = 250\text{m}^3/\text{s}$ 即为所求，其出现时间在 38h。如若所求的 q_2 与 Q_2 不等，则重设 Δt，再进行计算，直到找出真正的 q_m 为止，以后应对 38h ～ 48h 的时段($\Delta t = 10\text{h}$)进行试算，求得 48h 的 $q = 230\text{m}^3/\text{s}$，$V = 277.54 \times 10^6\text{m}^3$，以后就可以按 $\Delta t = 12\text{h}$ 继续往下计算。

（五）推求拦洪库容和设计洪水位

从表6－3中可知，$q_m = 250\text{m}^3/\text{s}$ 所相应的库容 $V_m = 279.32 \times 10^6\text{m}^3$，此库容减去防洪限制水位相应的库容即为拦洪库容，$V_{拦} = (279.32 - 247.00) \times 10^6 = 32.32 \times 10^6\text{m}^3$；由

$V_m = 279.32 \times 10^6 m^3$ 查 $Z \sim V$ 曲线可得 $Z_{设} = 118.21m$。

二、半图解法(单辅助线法)

上述试算法实际上是一个逐步逼近的算法,它概念明确,容易掌握,且适用于多种情况。当计算时段较多或需调洪计算的洪水较多时,试算的工作量就很大,这时最好采用计算机编程进行运算,以提高工作效益。图解法或半图解法通过事先绘制的计算辅助曲线,可以避免试算,减少计算工作量。

半图解法的计算原理与试算法是相同的,还是解算式(6-8)和式(6-10)两个方程。先将水量平衡方程中的未知项和已知项分别列于等式的左右两边,即

$$\left(\frac{V_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2}\right) = \frac{Q_1 + Q_2}{2} - q_1 + \left(\frac{V_1}{\Delta t} + \frac{q_1}{2}\right) \tag{6-11}$$

式中,右端是已知项,左端是未知项,两个括号内都包含 $q/2$ 和 $V/\Delta t$ 两项,它们都为 q 的函数。因此,可把式(6-10)改写成

$$q = f\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}\right) \tag{6-12}$$

在进行调节计算时,式(6-12)可根据确定的溢洪建筑物的类型、尺寸和库容曲线、计算时段 Δt,绘出 $q \sim \left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}\right)$ 的辅助曲线。

联解式(6-11)和式(6-12)采用下述步骤,而无需进行试算:

① 从第一时段开始,由入库洪水过程和起始条件就可以知道 Q_1, Q_2, q_1, V_1,从而可以计算出式(6-11)右端的数值,并以此值查 $q \sim \left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}\right)$ 曲线,便可得出第一时段末 q_2 值。

② 第一时段末各项的数值就是第二时段初始的各项数值,重复第一时段的解算方法,又可以得第二时段末的 q_2 值。这样逐时段进行下去,就可以得出整个下泄流量过程线 $q \sim t$。

在解算过程中知道,一方面通过公式计算,另一方面进行查图计算,才能求解 $q \sim t$ 过程。因此称为半图解法。但需指出的是,该法在作辅助曲线时,Δt 是取固定值,并由泄流能力曲线 $q \sim V$ 转换得来的。所以该法只适用于自由泄流与时段 Δt 固定的情况。当用闸门控制泄流时,应按拟定的调洪方式确定下泄流量。当 Δt 变化时,采用试算法计算,或应作出各种 Δt 相应的辅助曲线,查图计算时,应查与计算时段相应的曲线图。

例 6-2　仍用例 6-1 的基本资料,采用半图解法进行调洪计算。

(一)计算和绘制 $q \sim (\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$ 辅助曲线

计算可按表 6-4 进行。假定不同的库水位 Z,列于表中第(1)栏;就可确定不同的堰顶水头 H,列于第(2)栏;由库水位查库容曲线得总库容 $V_{总}$,列于第(3)栏;为了减小计算数值,以提高作图精度,计算时不用总库容 $V_{总}$,而用堰顶以上的库容 V,列于表的第(4)栏;第(4)栏的数值被 Δt 除之,得第(5)栏;按泄流公式计算泄流能力,加上发电流量,得第(6)栏;第(6)栏数值的一半得第(7)栏;第(5)栏加第(7)栏得第(8)栏。以第(6)栏为纵坐标,第(8)栏为横坐标,绘出 $q \sim (\frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2})$ 辅助曲线,如图 6-11 所示。

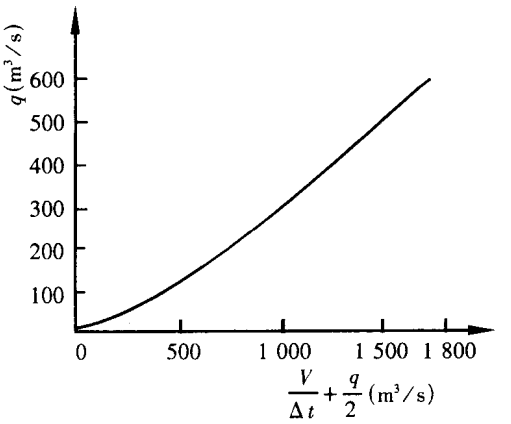


图 6-11 某水库 $q \sim (\frac{V}{\Delta t}+\frac{q}{2})$ 辅助曲线

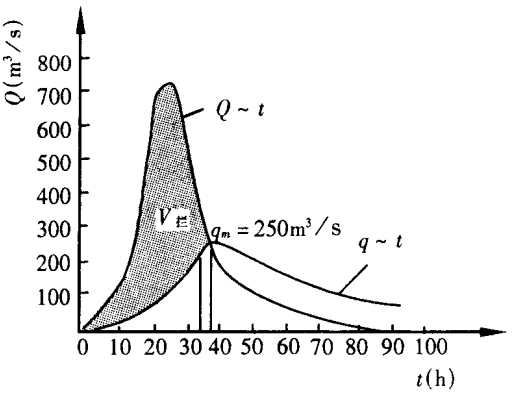


图 6-12 某水库调洪计算成果

表 6-4 某水库 $q \sim \frac{V}{\Delta t}+\frac{q}{2}$ 关系计算表(Δt = 12h)

库水位 Z (m)	堰顶水头 H (m)	总库容 $V_{总}$ ($10^6 m^3$)	堰顶以上库容 V ($10^6 m^3$)	$\frac{V}{\Delta t}$ (m^3/s)	q (m^3/s)	$\frac{q}{2}$ (m^3/s)	$\frac{V}{\Delta t}+\frac{q}{2}$ (m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
116	0	247	0	0	10	5	5
117	1	262	15	348	82	41	389
118	2	267	29	672	214	107	779
119	3	291	44	1 020	384	192	1 212
120	4	307	60	1 390	586	293	1 683

(二) 推求下泄过程

从例 6-1 知道,第一时段的 $Q_1 = 10m^3/s$, $Q_2 = 140m^3/s$, $q_1 = 10m^3/s$, $V_1 = 0$(只计算堰顶以上部分),因此,$\frac{V_1}{\Delta t}+\frac{q_1}{2} = 5m^3/s$,从式(6-11)计算得$\frac{V_2}{\Delta t}+\frac{q_2}{2} = 70m^3/s$,查图 6-11 得 $q_2 = 18m^3/s$。对第二时段来说,$Q_1 = 140m^3/s$, $Q_2 = 710m^3/s$, $q_1 = 18m^3/s$, $\frac{V_1}{\Delta t}+\frac{q_1}{2} = 70m^3/s$,则可计算出$\frac{V_2}{\Delta t}+\frac{q_2}{2} = 477m^3/s$,查图得 $q_2 = 110m^3/s$。第三时段及以后其他时段的计算方法同此完全一样,计算可按表 6-5 的格式进行。

(三) 求 q_m, $V_{拦}$ 和 $Z_{设}$

将表 6-5 中的(1)、(2)、(4)栏数据绘制成图,如图 6-12 所示,得 $Q \sim t$ 和 $q \sim t$ 两过程线。为了计算合理,若 q_m 不出现在 $Q \sim t$ 线上就不是真正的 q_m,则可按趋势从计算的 q_m 顺延到 $Q \sim t$ 线上,如图中计算的 q_m 为 $244m^3/s$,延至 $Q \sim t$ 线上则得 $q_m = 250m^3/s$,若顺延没有把握时,亦可用试算法求 q_m。由 q_m 按泄流能力公式可算出堰上水头 $H_m = 2.2m$,则可得水库水位(设计洪水位)$Z_{设} = 116 + 2.2 = 118.2m$。并由此库水位查库容曲线得 $V_{总} = 279.2 \times 10^6 m^3$。总库容减防洪限制水位相应的库容得拦洪库容 $V_{拦} = 32.8 \times 10^6 m^3$。

表 6－5　　某水库调洪计算表

t (h)	Q (m^3/s)	$\frac{Q_1+Q_2}{2}$ (m^3/s)	q (m^3/s)	$\frac{V}{\Delta t}+\frac{q}{2}$ (m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0	10	75	10	5
12	140	425	18	70
24	140	495	110	477
36	279	205	244	862
48	131	98	230	823
60	65	49	181	691
72	32	24	137	559
84	15	24	100	446
96	10	13	75	359
108	10	10	60	294

三、考虑动库容调洪的图解法

对于河川型水库，当通过大洪水流量时，由于回水的影响，水库表面呈现出明显的水面坡降，在这种情况下，若仍采用静库容曲线进行调洪计算常带来较大的误差，因此，为满足计算精度的要求，必须采用动库容曲线进行调洪计算。

考虑动库容的调洪计算，其原理和方法上基本与按静库容计算相同，不同之处在于库容曲线的差别。因此只需将用静库容曲线制作的 $q \sim V$ 线，改绘成用动库容曲线绘制的以入库流量 Q 为参数的 $q \sim Q \sim V$ 曲线，如图 6－13 所示。以下用一种图解分析法说明考虑动库容的调洪计算方法。

将式(6－8)改写成如下方程

$$Q_1 + Q_2 - 2q_1 + \left(\frac{2V_1}{\Delta t} + q_1\right) = \left(\frac{2V_2}{\Delta t} + q_2\right) \tag{6-13}$$

可以看出，采用方程式 $q = f\left(\frac{2V}{\Delta t} + q, Q\right)$ 可以求解上式。为此，可绘制水库调洪计算的辅助曲线。

$$q = f\left(\frac{2V}{\Delta t} + q_2, Q\right) \tag{6-14}$$

绘制方法如表 6－6 所示。表中第(1)，(2)，(3)栏数据可由前面介绍的动库容曲线查得。

表 6－6　　$q = f\left(\frac{2V}{\Delta t} + q_1, Q\right)$ 辅助曲线计算表

坝前水位 Z (m)	入库流量 Q (m^3/s)	动库容 V (m^3)	计算水头 H (m)	下泄流量 q (m^3/s)	$\frac{2V}{\Delta t}$ (m^3/s)	$\frac{2V}{\Delta t}+q$ (m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)

第(4)栏 H 为泄洪建筑物的计算水头，可由坝前水位 Z 及既定泄洪建筑物堰顶高程(或孔口中心高程)关系求得。然后用泄洪建筑物下泄流量计算公式求得下泄流量 q，填入第(5)栏，从而可算出第(6)栏和第(7)栏数值。最后用第(2)，(5)，(7)栏的对应数据，点绘出 $q=f\left(\frac{2V}{\Delta t}+q,Q\right)$ 关系曲线，如图 6-13 所示。

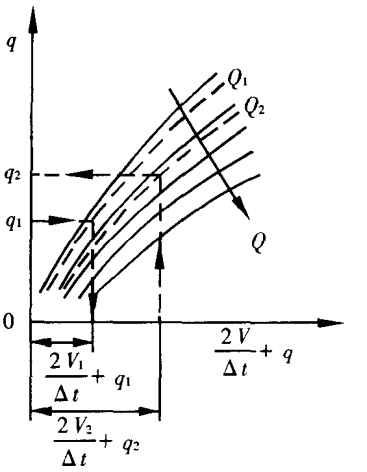


图 6-13 动库容曲线调洪计算图解分析法

作出辅助曲线之后，可按如下步骤求解。

(1)对于第一时段，q_1，Q_1 为已知条件，可用 q_1，Q_1 数值查图 6-13 得 $\left(\frac{2V_1}{\Delta t}+q_1\right)$ 的数值；

(2)将已知 Q_1，Q_2，q_1 以及由(1)查出的 $\left(\frac{2V_1}{\Delta t}+q_1\right)$ 值代入式(6-13)左边，即可求得 $\left(\frac{2V_2}{\Delta t}+q_2\right)$ 的数值；

(3)用 Q_2，$\left(\frac{2V_2}{\Delta t}+q_2\right)$ 查图 6-13 得 q_2，即为所求。

对已求得的 q_2 可作为下一时段的起始下泄流量 q_1，重复第一时段的解算过程，逐时段计算即可求得水库下泄流量过程线 $q(t)$ 及相应的防洪库容 $V_{防}$。

第四节 水库防洪调度

水库汛期的防洪调度，直接关系到水库安全及对下游防洪效益的发挥，并影响汛末蓄水，因此，是水库管理中一项十分重要的工作。做好水库防洪调度，首先必须制定合理而又切实可行的防洪调度方式，包括泄流方式、下泄流量及相应的泄洪闸门启闭规则等。

对于无闸门控制的溢洪道，水库的泄流为自由出流，防洪调度方式比较简单。当库水位超过溢洪道堰顶高程后，溢洪道便自动泄洪，下泄流量随入库洪水大小而变化。

对于有闸门控制的溢洪道或泄洪隧洞，根据水库自身安全和下游防洪任务的条件，防洪调度可以分为：控制泄流与自由泄流相结合、固定泄流或分级控制泄流以及防洪补偿的调节方式。

一、控制泄流与自由泄流相结合调度

对于无下游防洪任务的有闸溢洪道水库，其防洪调度的目的就是保证大坝的防洪安全。这种水库为了做到防洪与兴利库容相结合，往往将防洪限制水位设置高于溢洪道堰顶高程，抬高兴利蓄水位和增加水库泄洪时的初始泄量。当洪水开始入库时，库水位为防洪限制水位，闸前已具有一定的水头，入库流量 Q 小于 $Z_{限}$ 时的溢洪道泄流能力，即 $Q<q$。这时要保持库水位不变，控制闸门开度，使水库泄量 q 等于入库流量 Q，如图 6-14 中的 ab 段所示。b 点以后，入库流量开始大于闸门全开时的泄洪能力。此时，应立即全开闸门，使洪水按自由泄流运行，其泄流过程如图 6-14 中的 bcd 段所示。

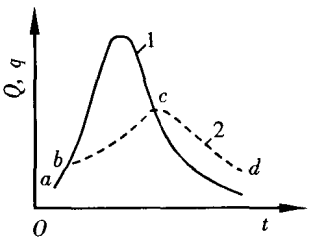


图 6－14　控制泄流与自由泄流相结合

1－入库洪水 $Q \sim t$；2－泄流 $q \sim t$

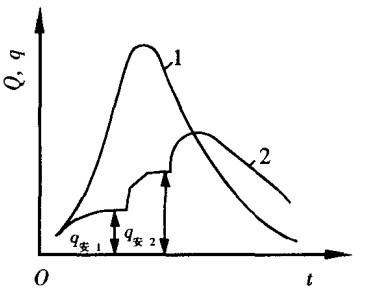


图 6－15　固定泄流

1－入库洪水 $Q \sim t$；2－泄流 $q \sim t$

二、固定泄流或分级控制泄流调度

对于有下游防洪任务的水库，当水库距防洪控制点很近、区间面积较小的情况，为了合理解决水库本身防洪与下游防护区防洪之间的矛盾，调度方式可按下游安全泄量 $q_{安1}$，$q_{安2}$，…控制，分级固定泄流，如图 6－15 所示。为了维持固定泄流量，就要随着库水位的变化来改变闸门的开启度。

在水库实际运用中，为了减少泄洪闸门的频繁启闭，有时不用固定泄流，而是改用定孔泄流的方式，即遇一定标准的洪水，开启一定孔数的闸门。这样，下泄流量随着库水位的涨落会有一些变化，但仍以小于或等于 $q_{安1}$，$q_{安2}$，…为控制条件。因此定孔泄流实为固定泄流调度的一种便于操作形式。

对于一级固定泄流情况，当水库蓄水位达到下游防洪标准所需的防洪库容时，就应该敞开闸门泄流。但在水库实际运用调度中，往往不是以库容作判别条件，而是采用更为直接的判别条件，尤其是多级控制调度的情况更是如此。采用何种水文要素作为控制条件，要视防洪库容的大小而定。

1. 以入库流量作判别条件

对于防洪库容较小的水库，洪峰流量起主要作用。例如湖北省陆水水库，该库控制陆水全流域面积的 86%，水库距防洪控制点仅 3km，区间洪水比重很小，根据下游保护区的重要性及防洪能力，以入库流量为判别条件。对 20 年一遇以下洪水按 20 年一遇（$Q_m = 5\ 400 m^3/s$）和 5 年一遇（$Q_m = 3\ 400 m^3/s$）分两级固定泄流调度。其调度方式为：入库流量在 2 100m^3/s 以下时，泄量等于来量；入库流量在 2 100 ~ 3 400m^3/s 时，泄流量为 2 100m^3/s；入库流量在 3 400 ~ 5 400m^3/s时，泄流量为 2 500m^3/s；入库流量超过 5 400m^3/s 时，以确保大坝安全为主，溢洪道敞开泄流。

2. 以库水位作判别条件

对于防洪库容较大的水库，调洪结果主要取决于洪水的总量。例如河北省岳城水库是一座以灌溉为主，结合防洪、发电的大型水库，总库容 10.9 亿 m^3，整个汛期分前、后两期，前期下游防洪标准采用三级控制：3 年一遇洪水控制下泄流量 500m^3/s；30 年一遇洪水控制下泄流量 1 500m^3/s；50 年一遇洪水控制下泄流量 3 000m^3/s。具体防洪调度规则为：起调水位，即防洪限制水位为 132m，洪水来量小于 500m^3/s 时。进出平衡，大于 500m^3/s 时，限泄 500m^3/s，至库水位升高到 3 年一遇洪水位 136.4m；超过 136.4m 时，来水大于 3 年一遇，需加大泄量为 1 500$m^3/$

s，至库水位升高到30年一遇洪水位153.7m；超过153.7m时，来水大于30年一遇，需加大泄量为3 000m³/s，至库水位升高到50年一遇洪水位155.05m；库水位超过155.05m时，来水大于50年一遇，溢洪道、泄洪隧洞闸门全部开启，不限泄量。若水位超过300年一遇洪水位155.35m，应准备采取非常措施。

3. 防洪补偿调节

补偿调节又称错峰调节。当水库距防洪控制点较远，区间面积较大时，采用补偿调节方式，能比较经济地利用防洪库容及满足下游防洪要求。理想的补偿调度方式是使水库下泄量加上区间来水量，等于下游防洪控制点的允许泄量。显然，采用这种调度方式，当洪水发生时，若区间来水大，则水库要少放水，区间来水少，则水库可以多放水。设防洪控制点为 A，区间测站为 B，水库为 C[见图6-16(a)]，水库为了与区间洪水错峰，起到补偿调节作用，就必须在区间洪水通过防洪控制点的一段时间里减少泄量，从而增大了防洪库容。这种为错峰而需要增加的库容叫做防洪补偿调节库容 $V_{补}$[见图6-16(c)]。确定 $V_{补}$ 的方法是将区间洪水过程线 $Q_B \sim t$ 沿入库洪水过程线 $Q_C \sim t$ 后移 Δt，倒置于安全泄量线 $q_{安} \sim t$ 之下，abc 为水库应有的下泄流量过程线，$abcde$ 所包围的面积即防洪补偿调节库容 $V_{补}$，水库要按 abc 线泄流调度。Δt 是区间控制站 B 到防洪控制点 A 的洪水传播时间 t_{BA} 与水库泄流到 A 的传播时间 t_{CA} 之差，即 $\Delta t = t_{BA} - t_{CA}$。

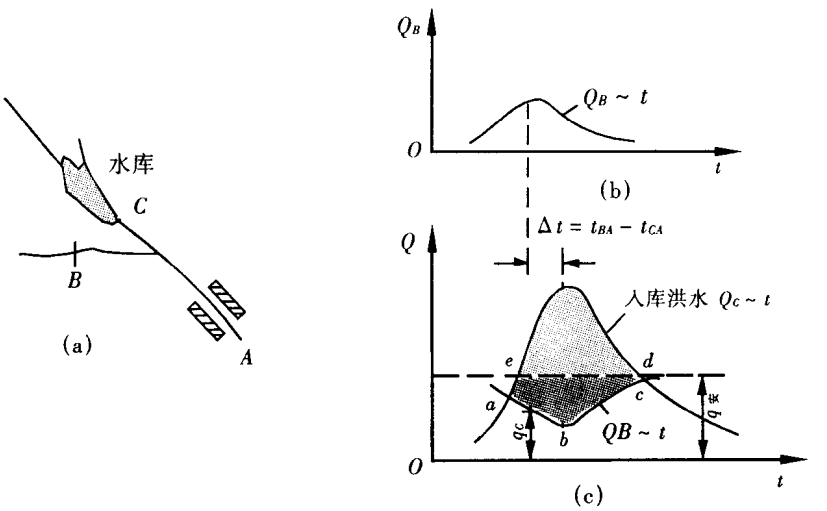


图6-16 防洪补偿调节示意图

(a)平面位置图；(b)区间洪水过程线；(c)防洪补偿调节图

在无洪水预报时，能达到上述要求的必要条件是水库泄流到防洪控制点的传播时间等于或小于区间传播时间，即 $t_{CA} \leqslant t_{BA}$，或 $\Delta t \geqslant 0$；在有预报时，则必须使区间洪水预报的预见期与区间洪水传播时间之和大于水库泄流到防洪控制点的传播时间，而且区间洪水预报精度要很高。实际上，上述这些条件往往是难以具备的，不少水库原设计是按理想补偿调节方式进行的，但在实际运行中往往做不到，因此运行时必须判定切实可行的调度方式，以便实现下游的防洪要求。

在1998年长江全流域大洪水中的防洪实际运行显示，丹江口、隔河岩、葛洲坝、柘溪、五强溪等骨干水库工程，在不同河段不同时段内降低了洪水位，直接或间接地对长江防洪发挥了作

用。以长江第6次洪峰为例，8月16日宜昌站出现年最大洪峰流量63 600m³/s，同时隔河岩水库入库洪峰流量达8 200m³/s，为给长江干流削峰，水库以流量4 000m³/s下泄，在8个小时内平均削峰3 700m³/s，隔河岩水库的错峰调度有效地降低了沙市站的洪峰水位。

4. 防洪预报调度

利用水文气象预报技术进行水库防洪调度，称之为防洪预报调度。实践表明，防洪预报调度能同时考虑水库当时的蓄水和未来的来水情势，增强预见性，提高安全度，较妥善地解决水库自身防洪与水库承担下游防护地区防洪之间的矛盾，以及水库防洪与兴利之间的矛盾，取得显著的调度效益。目前，水文气象预报水平日益提高，预报调度的理论与方法也日益完善。因此，国家要求已建成的大型水库和有条件的中型水库，积极开展防洪预报调度的工作。

防洪预报调度是根据一定精度和预见期的水文气象预报成果，在洪水到来之前腾出库容以蓄纳即将发生的洪水，取得增加一部分防洪库容的作用。对于兴利水库，则可以在汛期多蓄水，使库水位高于防洪限制水位，在得到预报后，赶在洪水来临之前迅速泄放，将库水位回落到规定的防洪限制水位，即重复利用部分防洪库容。

在防洪预报调度中，目前多采用预见期不长，精度较高的短期洪水预报成果。考虑短期预报的防洪调度，如图6-17所示，若预报的预见期为t_1，则应提前t_1小时预泄，可腾空库容$V_{预}$。对一定标准的洪水而言，考虑预报所需要的防洪库容$V'_{防}$较不考虑预报的防洪库容$V_{防}$要小，即$V'_{防}=V_{防}-V_{预}$；若$V_{防}$已定，则相应地提高了水库的防洪能力。例如丹江口水库，在1983年大水初期通过预泄腾空库容2.1亿m³，对当年的抗洪起到重要的作用。在抗御1998年长江第六次洪峰中，丹江口水库利用洪水预报成果，在水库当时超防洪限制水位2.98m的情况下，关闸停止泄流对区间洪水进行错峰调节，超蓄洪量37亿m³，极大地缓解了汉江中下游和武汉地区防汛的紧张局面。

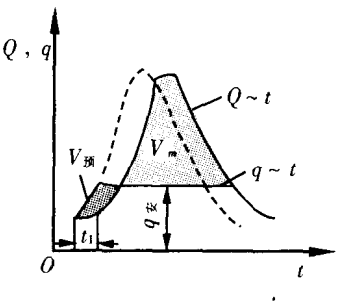


图6-17　考虑短期预报的预泄库容

第五节　水库防洪能力复核

人们利用水库拦蓄洪水，削减洪峰，平缓洪水过程，使其在防御洪水灾害中发挥巨大的作用。但是如果水库在汛期控制运用不当，带来的可能是比一场洪水更大的灾难。如若水库安全上出现问题，例如出现溃坝，水库蓄积的巨大水量和能量，将给下游造成毁灭性灾害。这方面的惨痛教训一再提醒人们，在充分肯定水库巨大的防洪减灾效益的同时，也要清醒认识到水库一旦失事可能带来的巨大灾难，因此要对建成运用水库的防洪能力有一个正确的估计。

一、水库防洪能力的基本概念

水库防洪能力是指水库在某一蓄水位下，能够安全防御或顺利度过某一防洪标准的洪水。如果水库水位很低，空库容很大，说明水库这时的防洪能力强，能拦蓄较多的水量，抵御较大的洪水；相反，水库水位很高，空库容不多，水库这时的防洪能力就较低，因而危险性也较大。所以，对已建成水库而言，在水库库容、坝高、溢洪设施的形式和尺寸等既定的具体条件下，当某一防洪标准的洪水来临时，应评估水库的防洪能力。

水库防洪能力的评估，实际上有两种不同的内容。一种是从工程实际防洪的需要出发，根据水库现有的工程质量及溢洪道、坝高等情况，规定出水库的最高蓄水位，由这个水位推求出水库所能抵御洪水的大小。由于水库的坝顶高程、库容曲线以及溢洪道堰顶高程和宽度等已知，可以预先设定水库的各级蓄水位，通过调洪演算计算出所能拦蓄的水量，并转算成以允许最大降雨量来表示，绘制成水库防洪能力图表。表6-7列出的是湖北省富水水库的防洪能力。实际应用时，可根据当时的雨情、水情和天气预报，迅速判定水库未来的安全程度，为有关防汛和管理部门提供决策依据，确保水库和下游安全度汛。

表6-7　　富水水库抗洪能力表

库水位 (m)	相应库容 (亿 m^3)	允许最大降雨量				正常溢洪道下泄量 (m^3/s)
		至起调水位		至设计洪水位可抗雨 (mm)	至校核洪水位可抗雨 (mm)	
		还可拦蓄水量 (亿 m^3)	可抗雨 (mm)			
52.0	6.25	1.88	90.2	575	755	410
53.0	6.84	1.29	61.9	565	735	740
54.0	7.49	0.64	30.7	555	725	1 160
55.0	8.13	0	0	530	700	1 660
56.0	8.91			480	650	2 220
57.0	9.69			410	580	2 780
58.0	10.47			350	520	3 280
59.0	11.25			280	450	3 950
60.0	12.02			200	370	4 620
61.0	12.96			110	280	5 350
62.0	13.90			60	230	6 068
62.73	14.55			0	170	6 500
63.0	14.85				70	6 870
64.7	16.65				0	8 310

注：表中数字为正常运用情况

第二种内容是对现有水库工程的防洪能力进行复核，即根据运用中水库逐步新积累的资料，定期复核其实际防洪能力，看它是否满足当今规范的防洪要求。如若复核不能满足要求，则应采取相应措施，提高水库防洪能力。以下对这方面的水库防洪复核内容进行介绍。

二、防洪能力的复核

水库防洪能力的复核，主要包括以下工作内容。

(一)复核水库的防洪设计标准

防洪设计标准的复核，包括枢纽的设计标准、校核标准和下游防护地区的防洪标准。早期修建的水库，由于各种原因水库的防洪标准可能偏低。随着国民经济的发展，国家经济实力的提高，以及洪水灾害造成的危害加重，新规范所规定的防洪标准，一般比过去有所变化。国家

技术监督局和国家建设部于1994年底联合发布了代号为GB50201－94的强制性国家标准——《防洪标准》，规定"自1995年1月1日起执行"。该标准是根据我国现阶段的社会经济状况，以具有一定的防洪安全度，在经济上合理、技术上可行的原则，经过综合分析研究制定的，它明确规定了各种不同防护对象的防洪标准。它是我们防洪设计必须遵循的法规，也是我们进行防洪复核的基本依据。

（二）按新标准推求各种设计洪水

水库复核中按新确定的标准推求设计洪水的方法，与原规划设计并无很大的不同，只需要将新积累的水文气象资料在计算中予以补充延长。但是为了保持建库前后资料的一致性，应分别情况，进行必要的换算处理。如果是用流量资料来推求各种设计洪水，因设计阶段通常是建坝前坝址处的洪水资料，而水库建成后，是根据库水位和出库流量纪录，用水量平衡法推求的入库洪水资料，两者并不完全相同，有时差别还很大。统计分析时，为了保持整个系列的一致性，应将坝址洪水换算成入库洪水，从而得到一个前后一致的入库洪水系列，进行频率计算，求得符合复核要求的设计洪峰、洪量和洪水过程线。如果是用暴雨资料来推求设计洪水，由于形成洪水的产汇流条件建库前后也有所不同，不能原封不动地使用原来的产汇流计算方案，而应考虑用建库后的资料制定新的产汇流计算方案，例如建库条件下的暴雨径流相关图和入库洪水单位线等。设计暴雨亦应加入新积累的水文气象资料和计算经验，重新推求。以上进行处理的具体方法，在本书前面章节中已有介绍。

（三）审定水库的允许最高水位

设计时所确定的设计洪水位和校核洪水位，在已建成水库的运用中，可能由于某些原因，例如库区移民没有按设计完成，大坝出现险情且尚未处理等，而不允许达到。这时应分析具体情况，参照原设计，定出水库目前允许达到的最高洪水位，并采取积极措施，使之尽快达到设计的最高洪水位。

（四）复核水库防洪能力

在完成了上述几项工作后，按照所确定防洪标准推求的各种设计洪水及水库允许最高洪水位，利用经过率定的泄流曲线和水位～库容曲线的最新测量成果，进行调洪演算，分析目前水库状况是否满足防洪要求，以及实际所具备的防洪能力。复核计算中要特别注意总结水库管理运行的实际经验，并参考原设计中所拟定的水库特征水位、库容及泄洪方式。

三、提高水库防洪能力的措施

通过调洪演算，如果发现水库的防洪能力不足，达不到所要求的防洪标准，则应采取相应措施，提高其防洪能力，确保工程安全。一般常用的措施有如下几种。

（一）扩大溢洪道的宣泄能力

一般来讲，扩大溢洪道的宣泄能力主要是加宽、加深溢洪道。当然，溢洪道宽度的加大，则工程造价的增加也比较显著，因此需要进行方案的比较。溢洪道加深，同样可以增加下泄流量，但单宽流量应受地质条件及下游消能设施的控制，同时兴利库容也相对减少。为解决防洪与兴利的矛盾，可以在溢洪道上安设控制闸门。除此之外，还必须清除溢洪道内的阻水建筑物，如阻水桥墩、拦鱼设备、岸坡塌方等。

（二）修建非常溢洪道

为了抗御特大洪水，确保工程安全，除主溢洪道之外，还可以在合适的地方修建非常溢洪

道或设置辅助溢洪道,分级泄洪。

(三)改建、扩建大坝工程

改建、扩建大坝主要是加高大坝或修建防浪墙,加大水库的滞洪库容,增加溢洪水头及溢洪道泄量,防止洪水漫顶。另外,也要加固整修土坝护坡,以及消除隐患,处理裂缝,疏通下游排水等,保证坝体稳定,防止因工程质量问题而造成的垮坝。

(四)限制汛期蓄水

如果水库的各种改建措施一时还难以实现,溢洪道尚达不到复核标准,大坝质量问题还来不及处理,为保证水库安全度汛,应降低限制水位运用。其水位的确定,需按复核标准的设计洪水,根据水库现有的泄流能力,经调洪演算而求得,同时要考虑大坝工程质量,尤其是隐患病害的位置和高程,必要时,应空库度汛。

(五)提高管理运用水平

主要是加强雨情、水情的观测和预报工作,健全通讯及警报系统,严格执行调度运用方案,做好防汛准备工作等,这些都是安全保坝的有效措施。

第七章　江河防洪系统联合调度

我国地域辽阔，自然地理、气候条件复杂，是世界上洪涝灾害最严重的国家之一，防洪是我国一项长期而艰巨的任务。洪水是一种客观自然现象，其变化具有一定的必然性，但偶然性也很强，而且变化差异性较大。人类与自然环境的适应与改造过程中，就当今科学技术水平和经济条件，单靠某一工程措施完全控制住洪水和全部解决洪水灾害，是难以做到的，而且也是不现实的。近代江河洪水防治已经发展到在一个地区或整个流域上，采用工程措施与非工程措施合理配置、相互协调的综合防洪体系新阶段。江河防洪联合调度就是运用综合防洪系统中各项工程和非工程措施，有计划地控制调节洪水的工作。

在综合防洪体系中，其工程措施一般是：在流域面上进行综合治理，如水土保持、坡地改梯田等；在上中游修建蓄、滞洪水的山谷水库；在中下游进行河道整治，修建堤防，利用低洼地区作为蓄、滞洪区、增辟分洪道等。由于我国地域辽阔，地区差异很大，防洪条件也很不相同。因此，在防洪工程的具体实施中，各地区或流域多是根据实际情况采用某几项措施的组合，构成与区域条件相应的特定的防洪工程系统。如堤防工程与分蓄洪工程联合的防洪系统，堤防工程与水库(群)联合的防洪系统，堤防工程、分蓄洪工程与水库(群)联合的防洪系统。非工程措施所进行的工作之一，就是在结合以上形式的防洪系统工程条件下，提出和制定统一的系统防洪调度方式与规则。

第一节　江河防洪系统联合调度基本原则与要求

我国受洪水威胁的地区主要集中在长江、黄河、淮河、海河、辽河、松花江和珠江等七大江河中下游平原和东南沿海地区，这些地区既是暴雨洪水的易发地带，也是我国社会经济发达的地区。这些地区的地面高程大多在江河洪水位以下，依赖江河两岸堤防的保护。因此，做好防洪调度是减少洪水灾害损失，保障社会安定和经济发展的一项最直接而有效的手段。

(一)防洪调度基本原则与要求

防洪调度是一个复杂的系统工程，它要求充分利用洪水预报，有效地发挥防洪系统中各项工程的功能作用及其相互间的整体配合，应用系统优化方法，以取得最大的防洪效益。例如做好梯级水库或水库群的优化调度，科学地调蓄洪水；充分利用河道、堤防，并辅以加强防守和抢险，尽量地宣泄洪水；利用分蓄洪区和湖泊、洼地合理、适时地蓄滞洪水。将防洪系统中各个单元工程功能有机地结合，联合调度，科学地蓄、泄、滞，发挥其防洪系统的整体最优效用。

在防洪调度时应当注意处理好：重点与一般，局部和全局，除害与兴利，发展经济和社会稳定的关系，应当遵循效益最大和损失最小的原则。

为了做好防洪调度工作，需要防洪调度人员对本地区、本流域的自然地理、社会经济、气象雨情、洪水特性、灾害特点、通信预警、工程状况、防洪预案等进行全面的了解和掌握，需要经验

的积累和新科技、新知识的运用，需要相机依据当时的情况因地制宜、全面分析、综合权衡、果断决策、灵活调度。

（二）防汛特征水位

在江河防汛工作中，为了保证堤防安全，使其在防洪中发挥保障作用，在发布江河汛情、险情，以及在组织抢险和防汛调度中，确定有如下特征水位。

1. 设防水位

汛期，江河水位达到某一高程而工程有可能出险时，防汛部门开始组织有关人员到达工地，定期巡堤查险，并准备必要的人力物力，此时的水位称设防水位，一般以刚漫滩的水位或堤身已开始挡水为准。如沙市的设防水位为 42.0m，武汉的设防水位为 24.5m。

2. 警戒水位

汛期，江河水位达到某一高程而工程已开始出现险情或可能随时发生较大险情，防汛抢险人员昼夜坚守在工地，全面巡查，发现险情，立即抢护，此时水位称警戒水位。一般地说，警戒水位比设防水位高 1～2m。沙市警戒水位为 43.0m，武汉警戒水位为 26.3m。

3. 保证水位

堤防工程已达到或基本达到设计标准的洪水位，堤防险情大量发生，要求确保堤防工程安全，不能失事。防汛部门全力以赴组织足够的防守力量和抢护物料，严密巡查险情，及时抢护险情和控制险情的发展，此时水位称保证水位。一般地说，保证水位是新中国成立以来已发生的实测最高水位，此水位比堤顶高程低 1m 左右。沙市保证水位为 44.67m，武汉保证水位为 29.73m。

4. 争取水位

是指江河洪水位超过了保证水位，但通过当时的努力抗洪，可能争取到的防洪安全的某一更高水位。争取水位是根据堤防的防洪能力，当时的水、雨、工情等诸因素相机决定的。沙市争取水位为 45.0m，武汉因受城区影响仍定为29.73m。

5. 最高水位

在江河上某一测站，经过长期观测水位后，挑选出各时段的最高值。如月最高、年最高，或若干年最高以及历年的最高水位等。

第二节 堤防工程与分蓄洪工程防洪联合调度

我国主要江河洪水峰高量大，而且河道泄洪能力上大下小，中下游地区均依靠河道两岸的堤防保障安全。多年来我国修建的防洪工程，在防御洪水灾害中，发挥了巨大的作用。但遇到特大洪水，特别是超过防御能力的洪水时，尚不能完全控制。中下游地区在遇到这种大洪水的情况下，在充分利用河道宣泄的同时，启用蓄滞洪工程进行有计划地滞蓄超额洪水，以保障重点地区的安全。这种以整体利益的需要，使局部受到损失，尽量地减轻全局性洪水灾害，取得最优的防洪经济效益，是必要的，也是合理的。

蓄滞洪区主要是指江河堤防以外临时贮存洪水的湖泊洼地等，多数是历史上洪水淹没和调蓄的场所，由于人们围堤垦殖，逐步开发利用成为日常生产和生活的区域。当不发生洪水或发生一般洪水而不需要分洪时，区域内的土地照常使用，与其他农业生态经济区域无大的区别；当发生较大洪水，河道容纳不下需要分洪时，蓄滞洪区将蓄纳超过河道安全泄量的洪水，以解决河道安全泄量与上游巨大洪量极不相适应的情况。我国在主要江河开辟了行蓄洪区 77

处，可分蓄洪量约 1 200 亿 m^3，以处理超标准洪水。根据长江、黄河、淮河、海河四大河流的统计分析，按防洪设计标准确定的洪峰流量分配给蓄滞洪区的比例一般为 20% ~ 40% 如表 7 - 1 所示，大大提高了现有堤防的防洪标准。

表 7 - 1　　我国部分蓄滞洪区分洪情况

名　　称	防洪设计流量(m^3/s)	分洪流量(m^3/s)	分洪比例(%)
北金堤滞洪区	22 300 ~ 30 000	7 500 ~ 10 000	34
荆江分洪(含扩大区)区	80 000	20 000	25
杜家台分洪区	18 400	4 000	22
淮河王家坝	8 000	1 620	20
淮河城西湖	14 000	6 000	42
永定河小清河	4 000	1 500	38
漳卫河恩县洼	5 000	1 200	24

一、堤防工程与分蓄洪工程防洪联合调度方式

防洪系统联合调度的统一调度方式，一般根据各单项工程的防洪能力和调度方式，以及共同防护区的防洪标准、河道安全泄量等条件，针对不同洪水典型，研究安排各项工程投入次序和控制条件后拟定。堤防工程与分蓄洪工程联合的防洪系统，其调度方式一般是，首先利用河道的泄洪能力宣泄洪水，当河道水位(或通过流量)将超过保证水位(或安全泄量)时，投入分蓄洪工程将河道超泄洪水量导入分洪道或蓄洪区。

例如，长江中下游在防御特大洪水时，若遇到 1954 年型洪水，要确保重点城市(如武汉、荆州等)和重点堤防(如荆江大堤等)的安全，努力减少淹没损失；若遇到比 1954 年更大的洪水，要全力确保荆江大堤和武汉市的防洪安全，努力减轻洪水灾害损失。其防洪调度的安排是：

①经过培修巩固堤防，尽快做到长江干流水位比 1954 年实际最高水位略有提高，以扩大洪水泄量。对水位的具体要求是：沙市保证水位 44.67m，争取 45m；城陵矶保证水位 33.95m，争取 34.4m；汉口维持 29.73m，水位不变；湖口保证水位 22.0m，争取 22.5m。对各河段安全泄量要求是：荆江河段 60 000m^3/s；城陵矶河段 60 000m^3/s；汉口河段 70 000m^3/s；湖口以下河段 80 000m^3/s。

②明确分洪、滞洪任务，安排超额洪水。按上述水位进行合理调度，如遇 1954 年同样洪水，争取分洪量为 500 亿 m^3 至 700 亿 m^3。具体安排是：

当沙市水位到 44.67m(争取 45m)，预报水位将继续上涨时，即开荆江分洪区北闸分洪 6 000m^3/s至 7 700m^3/s；水位仍上涨时，扒开腊林洲堤进洪，合计分洪流量可达15 000m^3/s到 17 000m^3/s。如预报来量大，仍将上涨时，则运用宛市扩大分洪区，最大进洪 5 000m^3/s，同时将虎渡河东、西两堤扒开，与荆江分洪区联合运用，扩大分洪效果，这一措施约可解决枝城洪峰流量 80 000m^3/s。

当荆江分洪区水位将超过 42m 时，在无量庵扒口泄洪，如干流泄洪不及，则分洪人民大垸。必要时可从中洲子、青泥洲吐洪入江，再由大马洲、乌龟洲和上车湾泄洪入洪湖；再时可由吴老渊扒口入洪湖，无量庵吐洪量大于 20 000m^3/s 时，还要由石首以西江堤扒口，向南分洪入东洞庭湖。

③如遇 1870 年型洪水的紧急措施是：除按前述程序开闸扒口，预报枝城来量将超过

80 000m³/s时，即主动在百里洲北堤、南泓采穴附近两岸堤及杨家瑙一带江堤扒口，要求进洪30 000m³/s；并将虎渡河西堤半边山以上，东堤夹竹园以上扒开，与荆江分洪区联合应用。无量庵吐洪量40 000多m³/s，人民大垸吐洪量20 000多m³/s入洪湖；由石首以西江堤扒口分洪约14 500m³/s，南下入东洞庭湖。

分蓄洪区的运用是要作出很大的损失的，因此荆江分洪区的启用，在防御1954年同样洪水时，由中央防汛总指挥部决定；在防御1870年同样洪水时的分洪运用，需经国务院批准。

二、长江中游荆江防洪系统调度运用实例

荆江分洪工程平面位置如图7-1所示。1954年长江中下游遭遇百年罕见的特大洪水，5~6月暴雨中心分布在湘、鄂、赣地带，致使荆江下段江湖水位均高。7月中旬，中游雨区未停，而上游又降大雨，不仅雨区广、强度大，而且持续时间长，7月下旬至8月下旬，上游洪峰接踵而来，而中、下游江湖满盈未及宣泄，当时荆江大堤尚未进行全面加固，堤身单薄，隐患众多，抗洪能力较差，防汛工作面临十分严峻形势。据实测宜昌水文站洪峰流量66 800m³/s，60天洪水总量达2 448亿m³，洞庭湖出口的城陵矶水位超过33.5m，荆江泄洪受到严重顶托，上游洪水来量最大超出荆江安全泄流约10 000m³/s。7月22日沙市水位达44.38m，高出设防水位2.88m，且预报还将继续上涨，形势危急，经中央批准启用荆江分洪工程，分洪流量4 400m³/s，7月27日关闸，分洪总量23.53亿m³。分洪后沙市水位曾下降到44.11m，后维持在44.38m以下。根据推算，如不分洪，沙市水位将达44.85m，超过防御标准0.36m。

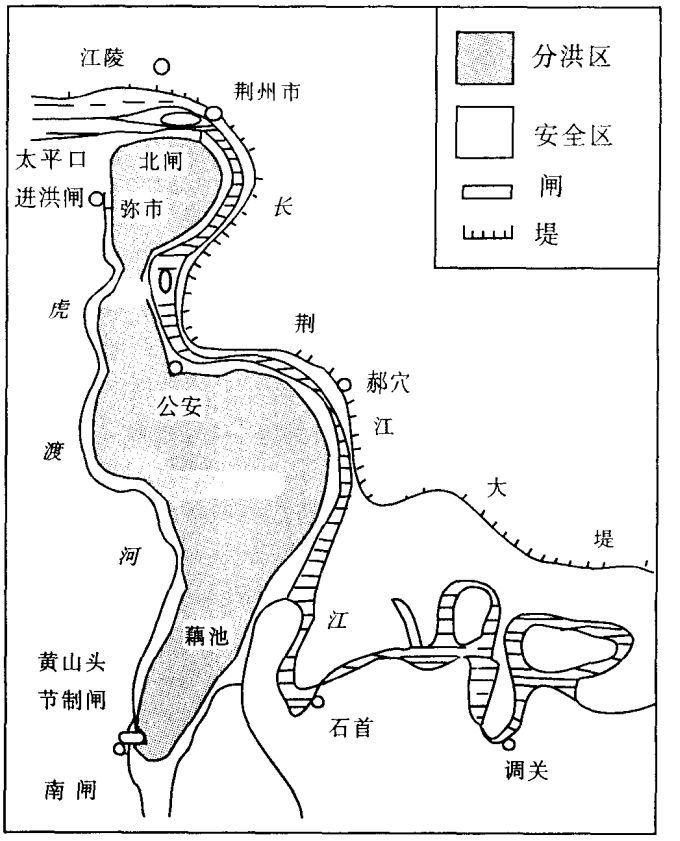


图7-1 荆江分洪工程示意图

7月23日以后，上游金沙江、岷江再次暴涨，并与嘉陵江、乌江洪水遭遇，再加三峡区间径流影响，洪峰沿程叠加。7月29日，沙市水位再度上升到44.24m，中央决定第二次开启北闸分洪，分洪流量4 000m³/s，沙市水位下降到44.10m，使荆江急剧上涨的洪水，再次受到遏制。8月1日关闸，此次分洪总量17.17亿m³，分洪区内总共蓄水已达47.2亿m³。预计此次如不分洪，沙市水位将高达45.03m，超出保证水位0.54m。

在第二次分洪的同时，上游又连续降雨，在清溪场以下汇集成巨大洪峰，预计沙市水位将

达45.63m，洪水将会普遍漫堤，因此又于8月1日21时沙市水位44.35m下第三次开闸分洪。此时，分洪区所剩库容仅为7亿m^3左右，难以继续纳洪。为此，决定开启南闸（泄洪闸），扒开虎东堤和虎西山岗堤，让分洪区超额洪水进入洞庭湖和虎西备蓄区，进洪与吐洪同时进行。8月4日在虎东堤肖家嘴扒口，吐洪入虎渡河经南闸下泄入洞庭湖，分洪流量4 490m^3/s，总水量48亿m^3。8月6日又扒开虎西山岗堤，导洪入备蓄区。当时，分洪区最大进洪量为7 700m^3/s，最大吐洪量为4 450m^3/s，由于进量大于出量，分洪区水位急剧上升，达42.08m，超出原控制水位1.08m，这样导致荆右干堤郭家窑于8月7日零时溃决，溃口宽1 380m，分洪区内洪水通过溃口泄入长江，流量5 160m^3/s。此时，长江上游又降大雨，荆江河段处于泄蓄超饱和状态。为减轻大堤防汛压力，不得不于8月7日，再扒开枝江上百里洲堤，分洪流量3 150m^3/s，蓄洪4亿m^3。经过上述一系列分洪措施，至7日下午沙市仍出现有水文记载的最高水位44.67m，上下荆江流量分别为50 000m^3/s和35 600m^3/s。8月8日又扒开北闸下腊林洲堤，分洪流量1 800m^3/s，分洪总量17亿m^3。由于郭家窑溃口，下荆江负担骤然加重，加之董家拐发生特大脱坡抢险，监利河段十分危急，所以于8月8日在上车湾大月堤扒口分洪，分洪流量8 930m^3/s，总量291亿m^3。8月22日在沙市水位退落到42.7m时，关闭分洪闸。这次分洪降低沙市水位0.96m，分洪总量达82亿m^3。

荆江分洪区3次连续运用，共蓄引长江超额洪水122.6亿m^3，约为分洪区设计容量的2.3倍。整个防汛抢险历时一个多月，尽管分洪区和扒口蓄洪地区遭受了很大损失，但保证了荆江大堤在超过防御标准洪水下的安全，沙市水位有较大幅度的降低，显示出削减洪峰的重大作用。

第三节　堤防工程与水库（群）防洪联合调度

在第六章我们讨论过单一水库对下游防护地区的洪水调节计算问题，然而在一个区域或流域，则往往是多个水库和堤防，组成一个由堤防工程与水库群构成的防洪体系，共同承担下游保护地区的防洪安全。共同承担下游防护地区防洪安全的水库群，其组成形式主要有三种：

①在干流中、上游和主要支流上的并联水库群，水库间没有直接的水力联系，但有着防洪等共同的任务；

②在同一河流上的串联水库群，水库间有密切的水力联系，即梯级水库；

③以上两种形式结合成复杂水库群。

一、堤防工程与水库群防洪联合调度方式

在堤防工程与水库工程联合的防洪系统中，由于水库具有很好的调节控制条件，故其调度方式为，在充分利用河道宣泄洪水能力的前提下，依据洪水组成情况，采用预报的洪水，对水库进行预泄、固定流量下泄或补偿调节等运用方式进行调度。

（一）并联水库群防洪调度原则与方式

位于同一河流上下游有水力联系的梯级水库和位于不同河流或同一河流的干流与下游支流无水力联系的并联水库群，共同担负下游同一地区的防洪任务时，其统一防洪调度方式，要根据它们的地理位置、控制洪水的比重、调节洪水能力的大小，以及所承担综合利用任务情况等条件和洪水组成的实际情况研究拟定。常采用的方式为：①当各库洪水基本同步，且下游区间流域面积较小时，可采用固定流量下泄方式进行调度；②若下游区间面积较大，但各库洪水

基本同步，可采用平行补偿方式进行调度，即依据各库的防洪库容和控制洪水比重，按比例分配下泄流量，使总泄量与区间洪水流量之和不超过下游防洪控制点的安全泄量；③当各库控制的洪水比重及防洪库容设置相差较大时，应采用先后补偿方法调度，以控制洪水比重较小、调节性能较差、综合利用任务多的水库作为被补偿水库，它按本身的库水位或入库流量拟定下泄流量，而以控制洪水比重较大、调节性能好的水库作为补偿水库，以控制总下泄流量不超过下游河道的允许泄量。水库群与其他防洪工程的联合调度方式，与单一水库同其他防洪工程联合调度方式相同，仅应依据库群统一调度方式决定其下泄流量。

（二）梯级水库防洪调度原则与方式

梯级水库防洪调度的原则是：位于上游的水库，在不影响本水库安全的原则下尽量拦蓄洪水，采用“先蓄后放”的调节方式。但是，当接到暴雨预报时，要提前放水腾出部分库容来拦蓄洪水，以保安全。对于下游的水库，应根据上游及区间的可能来水情况，保持较大的防洪库容。当几个水库相距不远时，汛期亦可以根据水库不同的蓄水能力，采用间隔蓄水的办法。如自上而下，一个蓄满一个不蓄满，这样也能使洪水的峰和量得到及时的削减，并能协调上下水库之间的矛盾和影响。

由于梯级水库之间存在着直接的水文和水力联系，与单一水库相比，梯级水库的洪水调度方式有其明显的特点和复杂性，梯级水库进行防洪联合调度时，必须采取错峰的方式，才能达到梯级最大的防洪效益。

对于大水库在上游、小水库在下游的梯级，区间面积不大时，一般可采用后错的调节方式，即利用上游水库的防洪库容在洪水开始阶段拦蓄洪水，等区间洪峰过后再泄放上游水库的洪水，以达到减小下游水库最大泄流量的目的。区间面积较大、区间洪水过程较长的梯级，也可以采取后错方式，但上游水库关闸或减少泄流量的时间就不是在洪水开始阶段，而是在区间洪峰将要流入下游水库的相应时段。在有较可靠的预报时，也可采取前错的调节方式，即上游水库利用预报预泄，在洪水或洪峰入库前腾空一部分库容，以减少上游水库的最大下泄流量，从而也减少了下游水库的下泄流量，下游水库也可以采用预报预泄，腾空库容以减少最大下泄流量，提高对下游河道的防洪效益。

对于有两个以上大水库的梯级来说，洪水调节的基本方式仍然是后错和前错两种，但情况要复杂一些，这种梯级水库的区间面积一般较大，区间洪水过程较长，而且由于库容大，一般都设有闸门控制，泄流梯度（dQ/dH）也较大。在采取错峰方式时，上游水库在洪水开始阶段采取较大的下泄流量，在区间洪峰将流入下游水库的相应时段采用较小的下泄流量，这种调洪方式通常是有利的，因为它不但能错开区间洪峰，而且能迅速提高洪水开始阶段下游水库的泄流能力，使下游水库后期的最大泄量得以减少。由于上游水库的洪水过程一般比下游水库的短，最高水位比下游水库出现得早，在预报较可靠洪水过程中指出近期没有大洪水时，上游水库的下泄流量宜控制小一些。最高水位的时间可以适当维持长一些。若采用前错的调节方式，必须要有较可靠的降雨预报，而且要了解降雨的时空分布和移动方向。如暴雨从上游移向下游时，为错开下游区间的洪峰，上游水库应采取前错的方式，并要通过洪水演进及区间洪水传播等因素的综合分析，确定具体的调节方式。

二、黄河三门峡、陆浑、故县三水库联合防洪运用

黄河三门峡、陆浑、故县三水库联合防洪运用，可以归并为在干流和支流上并联水库群的调度运用形式。这些水库间没有直接的水力联系，但有着共同防护下游花园口以下地区安全

的防洪任务。

(一) 水库工程概况

新中国成立以来,对黄河下游大堤进行了三次加高培厚,整治了下游河道,在中下游兴建了三门峡、陆浑、故县等三座防洪水库,开辟了东平湖、北金堤滞洪区,使黄河下游大堤的防御标准由新中国成立前的平均五年左右一遇提高到六十年一遇。

黄河三门峡、陆浑、故县、小浪底水库是黄河中下游防护工程体系的重要组成部分。其中三门峡水库位于河南省陕县和山西省平陆县境内,控制黄河流域面积 68 万 km^2,占全流域面积的 91.5%。控制黄河水量的 89%,黄河沙量的 98%,335m 高程以下库容基本维持在 60 亿 m^3。陆浑水库位于河南省嵩县黄河支流伊河的中游,控制伊河流域面积 3 千多 km^2,占该河流域面积的 57.9%,总库容 13.9 亿 m^3。故县水库位于河南省洛宁县黄河支流洛河的中游,控制流域面积 5 千多 km^2,占该河流域面积的 45%,总库容 12 亿 m^3。

(二)黄河洪水特性

弄清洪水特性是制定防洪战略的重要依据,在拟定或规划水库群联合防洪调度时,应当对防护地区洪水组成遭遇情况有清楚的了解。黄河下游洪水具有如下基本特性。

①黄河下游洪水主要来源于中游地区的暴雨,上游地区的降雨只能构成基流,下游地区由于河道高于两岸地面基本无洪水加入。

②黄河下游洪水分为"上大洪水"和"下大洪水"两个类型,这两类洪水并不遭遇。所谓"上大洪水"是指河口镇至龙门区间以及龙门至三门峡区间降雨产生的洪水,"下大洪水"是指三门峡至花园口区间降雨产生的洪水。

③黄河下游洪水的洪峰流量相对较大,洪量相对较小。

④黄河下游洪水泥沙多,且集中在几场洪水中。

(三)水库防洪联合调度运用方式

水库防洪联合调度运用方式,一般是根据各个水库的防洪能力和调度方式,以及共同防护区的防洪标准、河道安全泄量等条件,针对不同洪水类型,研究安排各项工程投入次序和控制条件后拟定。

1. 干流三门峡水库防洪调度运用方式

①对于暴雨发生"上大洪水"的情况　三门峡水库采用"敞控结合"的方式进行调度。具体方式为:在洪水起涨时,三门峡水库按敞泄滞洪方式调洪;当预报花园口流量大于13 500m^3/s(相当东平湖老湖区分洪能力)时,水库按与三花区间来洪流量凑泄花园口13 500m^3/s泄洪;待预报东平湖老湖区蓄满后,按与三花区间洪水流量凑泄花园口10 000m^3/s运用;在上述运用过程中,三门峡水库蓄洪水位达到 326m 后,再按"先敞后控"方式运用。所谓"先敞后控"是指,当入库流量小于调洪起始水位的相应泄流能力时,按入库流量泄流,否则按敞开泄流;当库水位达到本次洪水的最高水位(即入库流量等于出库流量)后,控制蓄洪水位,按入库流量泄洪,待花园口洪水流量落到 10 000m^3/s 以下,水库开始与三花区间来水凑泄花园口 10 000m^3/s,直到放空。

②对于暴雨发生"下大洪水"的情况　由于"下大洪水"的产流区紧靠黄河下游,洪水上涨迅速,且花园口洪水预见期短,三门峡至花园口洪水传播时间长,因此三门峡水库对其洪水的控制作用较小。三门峡水库调洪方式是,当预报花园口流量达到 10 000m^3/s,且有上涨的趋势,水库开始控制泄洪,以凑泄花园口 10 000m^3/s 运用。

2. 支流陆浑、故县水库防洪调度运用方式

由于地理位置关系，支流水库所承担的防洪任务有两项：一是削减本流域下游的洪峰流量，尽可能减少陆浑至龙门镇河段滩区耕地的淹没损失和伊、洛河夹滩地区决堤的几率，提高龙门镇以下大堤的防洪标准。二是削减黄河下游洪水的洪峰流量和超万洪量，减轻下游大堤的防洪负担。经过长期的分析研究，逐步认识到，由于两库位置偏靠伊、洛河的上游，控制削减黄河下游洪峰的作用有限，且不稳定，但拦减黄河下游超万洪量作用比较稳定可靠，可以减轻下游滞洪区的负担。因此，调度运用主要考虑削减黄河下游的主峰洪量。

①陆浑水库调洪方式　当水库流量小于库水位317m的泄洪能力时，控制库水位317m，按入库流量泄洪；否则，按敞泄滞洪运用。当水库的泄洪能力达1 000m^3/s，为了削减本流域下游的洪水流量，满足本支流20年一遇防洪标准要求，水库按控泄1 000m^3/s运用。当预报花园口洪水流量达12 000m^3/s，且有上涨趋势时，为了有效削减花园口22 000m^3/s以上的洪水流量，水库关闸停泄。当水库蓄洪水位达323m时，则开闸泄洪，若入库流量小于323m库水位的泄洪能力，则控制库水位323m，按入库流量泄洪；否则，按敞泄滞洪运用，直到库水位回降到323m。此后的调洪方式与花园口洪峰流量大小有关，若预报花园口洪水流量仍大于10 000m^3/s，则按入库流量泄洪；当预报花园口洪水流量退落到10 000m^3/s以下时，则按控制花园口10 000m^3/s运用，直至水库泄空已蓄洪量（该水库在水库群中首先泄水）。

②故县水库调洪方式　洛河故县水库承担的防洪任务和水库防洪运用条件与伊河陆浑水库基本相同。水库调度运用方式按设计运用方式调洪。

（四）三门峡、陆浑、故县水库联合防洪作用

三门峡水库对“上大洪水”按先敞后泄方式，对“下大洪水”按分级控制运用方式调洪，陆浑、故县水库按设计运用方式调洪。

对于百年一遇洪水，三水库将花园口洪峰流量由28 250～29 200m^3/s削减至17 110～25 780m^3/s，将花园口超万洪量由29.82～36.90亿m^3削减至13.99～19.45亿m^3；对于千年一遇洪水，三水库将花园口洪峰流量由39 120～42 100m^3/s削减至19 640～34 420m^3/s，将花园口超万洪量由61.58～72.63亿m^3削减至24.92～38.25亿m^3。从下游洪水形势来看，对百年一遇洪水，没有水库时需北金堤滞洪区分洪9.28～14.03亿m^3，有水库后仅需北金堤滞洪区分洪0.11～1.69亿m^3；对千年一遇洪水，没有水库时在北金堤、东平湖滞洪区全部分洪也不能解决问题，三水库和下游两滞洪区运用后，基本上可以解决下游洪量的问题。需要指出的是，虽然三水库和两滞洪区运用后解决了下游百年一遇和千年一遇洪水的洪量问题，但其洪峰流量仍超过大堤设防流量。三水库联合运用后，可使花园口站22 000m^3/s洪水的重现期由无水库的约30年一遇提高到60年一遇。

三、黄河三门峡、陆浑、故县、小浪底四水库联合防洪运用

黄河中游目前正在兴建小浪底水库，其坝址位于黄河干流最后一个峡谷的出口，距三门峡大坝126km，是干流上最下一个梯级水库。小浪底水库总库容126.5亿m^3，其中拦沙库容76亿m^3，长期有效库容50.5亿m^3。当水库建成后与三门峡、陆浑、故县水库进行联合防洪运用，将大大提高黄河下游大堤的防洪能力。

（一）小浪底水库运用原则及控制条件

1. 调洪原则

小浪底水库的调洪原则为：充分发挥水库的优势，尽量先利用水库拦洪，灵活调节一般洪

水，尽量控制特大洪水；适当减轻东平湖滞洪和三门峡水库拦洪时的泥沙淤积影响；洪水退落后，最后泄空小浪底水库。

2. 减少滞洪区运用机会的控制条件

按照下游防洪要求，为减少滞洪运用机会，当预报花园口洪水流量大于 10 000m^3/s 时，小浪底水库投入控制运用，控制方式为凑泄花园口 10 000m^3/s。

3. 小浪底和三门峡水库联合调洪的控制条件

为了减少三门峡水库拦蓄运用机遇，减轻三门峡库区淹没和淤积影响，小浪底和三门峡水库联合运用时，其控制运用条件为：当花园口洪水小于百年一遇时，由小浪底水库单独承担防洪任务；当小浪底水库拦蓄洪量已达到百年一遇水量（蓄洪量达 26.1 亿 m^3）时，三门峡水库开始配合小浪底水库防洪运用。

（二）干支流水库联合调度方式

根据上述原则和条件，拟定小浪底水库建成后的干支流水库联合调度方式如下。

1. 小浪底水库调洪方式

当预报花园口洪水流量小于 8 000m^3/s 时，小浪底水库按入库流量泄洪；大于 8 000m^3/s 时，含沙量小于 50kg/m^3，且小浪底至花园口区间来洪流量小于 7 000m^3/s，按控制花园口 8 000m^3/s泄洪。此后，需根据小浪底至花园口（小花）区间来洪流量的大小与水库蓄洪量的多少，确定不同的泄洪方式。

①对于“上大洪水”，小花区间来洪甚小，一般不超过 7 000m^3/s。小浪底水库在控制花园口 8 000m^3/s 的运用过程中，当蓄洪量达 7.9 亿 m^3，说明该次洪水已超过了五年一遇洪水（保滩标准），即改为控制花园口 10 000m^3/s 运用；当小浪底水库蓄洪量达 20 亿 m^3，而且还在继续上涨，反映三门峡站洪水已超过百年一遇，为保留其足够的库容控制特大洪水，需要保持水库水位不再升高，相应增大泄洪流量，允许花园口超过 10 000m^3/s 的流量，东平湖滞洪区分洪，此时，如果入库流量小于水库泄流能力，按入库流量泄洪，否则按水库泄流能力泄洪。当洪水继续上涨，预报花园口超万洪量达 20 亿 m^3，说明已用完东平湖滞洪区的分洪库容 17.5 亿 m^3，小浪底水库恢复按控制花园口 10 000m^3/s 泄洪。

②对于“下大洪水”，小花区间产生的洪水流量较大，水库在控制 8 000m^3/s 运用过程中，在水库蓄洪量还未达到 7.9 亿 m^3 时，若小花区间来洪流量已达 7 000m^3/s，且有上涨趋势，小浪底水库按下泄发电流量 1 000m^3/s 控制运用；当水库蓄洪量达 7.9 亿 m^3 后，开始按控制花园口 10 000m^3/s泄洪，但在控制过程中，水库下泄流量不小于发电流量 1 000m^3/s。

2. 三门峡水库调洪方式

对于“上大洪水”，仍采用“先敞泄、后控泄”的方式调洪；对“下大洪水”，当小浪底水库蓄洪量未达到花园口百年一遇洪水蓄洪量 26.1 亿 m^3 时，三门峡水库按敞泄运用，否则三门峡水库开始控制运用，控制方式为按小浪底水库泄流量泄洪。

3. 陆浑、故县水库调洪方式

由于陆浑、故县水库位于小浪底至花园口区间的支流上，故在小浪底水库投入防洪运用后，这两个支流水库仍按设计方式调洪。

在上述运用过程中，当预报花园口洪水流量退落到 10 000m^3/s 以下时，按陆浑、故县、三门峡和小浪底水库的顺序依次按控制花园口 10 000m^3/s 泄空已蓄洪量。

（三）干支流水库联合防洪作用

按照上述运用方式，对各级各类洪水计算，求得三门峡、小浪底、陆浑、故县水库的联合削

洪效果如下：

①小浪底水库使花园口千年一遇洪水的洪峰流量，由三库作用后的 34 420m^3/s（各类典型之最大值，下同）削减至 22 500m^3/s，接近大堤设防流量，避免了千年一遇以下大洪水漫决的威胁，使花园口超万洪量由 38.25 亿 m^3 削减至 16.99 亿 m^3，只依靠东平湖滞洪区分洪即可，北金堤滞洪区可不使用。小浪底水库的最大蓄洪量为 34.25 亿 m^3，小于防洪库容 40.5 亿 m^3，水库大坝是安全的。

②对于百年一遇洪水，小浪底水库最大蓄洪量 24.89 亿 m^3，可使花园口洪峰流量由三库作用后的 25 780m^3/s 削减至 15 700m^3/s；花园口超万洪量由三库作用后的 17.96 亿 m^3 削减至 7.49 亿 m^3；洪水演进到孙口，小浪底水库作用后的洪峰流量仅为 13 140m^3/s，超万洪量为 3.99 亿 m^3，仅东平湖老湖区分洪即可满足要求。

③对实测较大洪水调节计算结果表明，小浪底水库投入联合防洪运用后，花园口洪峰流量均可削减到 10 000m^3/s 以下。在入库含沙量小于 50kg/m^3 情况时，小浪底水库可以控制花园口五年一遇洪峰流量不超过 8 000m^3/s，减少大部分滩地淹没损失，当含沙量大于 50kg/m^3，为了有利于淤滩，小浪底水库不控制泄流。

④对于万年一遇洪水，小浪底水库蓄洪量达调洪库容 40.5 亿 m^3 后，同三库调洪结果对比，花园口洪峰流量由 41 710m^3/s 削减至 27 350m^3/s，使花园口至高村河段行洪的安全程度有较大幅度提高。三库情况时，在北金堤滞洪区全部蓄满后，高村至孙口河段过流量仍超过大堤设防流量 2 900 ~ 3 060m^3/s；东平湖蓄满后，艾山以下河道过洪流量超过大堤设防流量 4 520m^3/s；而小浪底运用后，只需北金堤滞洪区分洪 6.6 亿 m^3，东平湖分洪 17.5 亿 m^3，高村以下河道过洪量便与大堤设防流量相同。

⑤小浪底水库还减轻了发生“下大洪水”时三门峡水库的蓄洪运用几率和蓄洪负担，使三门峡水库对“下大洪水”控制运用几率由十年一遇（花园口流量 12 000m^3/s）提高到百年一遇，百年一遇蓄洪量由 14.70 亿 m^3 减少到 1.96 亿 m^3，千年一遇蓄洪量由 34.75 亿 m^3 减少到 16.87 亿 m^3，万年一遇蓄洪量由 48.24 亿 m^3 减少到 30.00 亿 m^3。

第四节 江河防洪系统联合调度

堤防工程、分蓄洪工程与水库工程联合调度的防洪系统，实际上是以上两种防洪系统的结合。由于上述两种防洪系统投入运用时，在保障全局利益的同时，局部利益损失的程度有很大差别。因此当江河防洪体系是由上述两种系统结合时，其联合调度方式是，首先按水库配合堤防工程统一运用方式进行调度，当水库防洪库容蓄到一定程度或已经蓄满的条件下，为确保重点防护地区的安全，在视洪水情况选择适当时机投入分蓄洪工程，并尽量减少洪水灾害造成的损失。以下结合具体的防洪系统，说明其调度原则与调度方法。

一、汉江中下游防洪系统联合调度运用

汉江是长江最大的支流，为了开发汉江的水利资源，防御汉江的洪水危害，新中国成立以来在汉江流域中下游修建了丹江口水利枢纽，汉北、汉南干堤、遥堤以及杜家台分洪闸、汉江下游分洪区等水利工程，从而构成以堤防工程、分蓄洪工程以及水库组成的汉江中下游防洪系统，如图 1 - 1 所示。

（一）防洪工程概况

1. 丹江口水库

丹江口水利枢纽位于湖北均县、汉江与丹江汇合以下 0.8km 处。控制流域面积 95 200km^2，占汉江流域总面积的 60%。总库容 208.9 亿 m^3，调洪库容 88.7 亿 m^3。

2. 汉江堤防

汉江干堤总长 727km，堤顶高程在 30.5～48.0m 之间。

3. 分蓄洪工程

分洪区分成中游区和下游区，中游区在宜城、钟祥、荆门设有分蓄洪民垸 10 余处，面积 1 000km^2，有效容积 36 亿 m^3；下游区在沔阳、汉阳设有分洪区，蓄洪水位 30m，蓄洪面积为 460km^2，有效容量 36 亿 m^3。分洪应用杜家台分洪闸，分洪流量可达 5 000m^3/s。另有东荆河可往长江分流 5 000m^3/s。

(二)防御洪水标准

为了战胜汉江可能发生的大洪水，切实保障汉江中下游人民及工农业生产安全，在确保遥堤及干堤安全的前提下，按照“蓄泄兼并，以泄为主”的原则，充分发挥丹江水库调蓄、中下游堤防、东荆河分流、杜家台分洪、新城以上民垸蓄洪等各项防洪综合工程的作用，合理调度，减轻洪水灾害损失。采用组成遭遇恶劣典型的 1935 年洪水为防御对象，并对 1964 年型洪水度汛作安排。

(三)洪水调度程序

1.1964 年型洪水

当汉江遭遇 1964 年型洪水(21 年一遇)，丹江口水库经调蓄，吞纳库区以上来水 35.5 亿 m^3(库区水位由 152.5m 蓄高到 156.9m)，使最大入库流量 3 万余 m^3/s，削减控制下泄为 16 400m^3/s，皇庄控制下泄流量 20 000～21 000m^3/s，沙洋流量 18 400～19 000m^3/s，民垸可不分洪，沙洋在控制水位以下。

为了使干流各站均在控制水位以内，沙洋以下河段，必须清除河道行洪阻水物。东荆河内的天星洲围垸和汉江的沙洋镇围堤、张新民垸应分别在北口水位 36m，沙洋水位 43.5m 并预报水位继续上涨时，立即扒口行洪，以使河道水流畅通。这样，东荆河分流 4 600～5 000m^3/s，杜家台分洪 5 300～5 600m^3/s，杜家台以下干流泄洪 8 000～8 500m^3/s，可以防御 1964 年型洪水。

为使杜家台闸及时及量地分洪，原则上是先南后北，逐个或同时扒口，不足时再用洪北垸、银莲湖、上东城垸。遇特大洪水时，最后运用宝丰垸和下东城垸蓄洪。

采取以上调度措施，可以保证干堤安全，也使新城以上 14 处民垸，104 万亩农田和 70 万人民免受洪水灾害。

1935 年洪水(百年一遇)，在汉江中下游曾造成巨大灾害，当年碾盘山流量达到 45 000m^3/s。目前丹江口水库已具初期规模，它为汉江中下游防止毁灭性灾害，减少淹没损失，创造了有利的条件。根据现行调度计划，经丹江口水库调蓄可吞纳库区以上来水 78 亿 m^3(库水位由 149m 蓄高到 160m)，使黄家港流量由 50 000m^3/s 削减到 16 100m^3/s，皇庄洪峰流量 45 000m^3/s降到 30 000m^3/s。这样，沙洋以上还必须采取分洪措施，分洪总量为 25 亿 m^3。

宜城至沙洋间可供蓄洪的民垸有：襄东、襄西、大集、丰乐、中直(包括官庄、军民)、皇庄、大柴湖、路贺、关山、联合、陈集、石牌、邓家湖、小江湖，合计有效蓄水 37.9 亿 m^3，对民垸扒口运用次序，原则先上后下，但考虑遥堤安全，视洪水来量，有可能先运用邓家湖、小江湖。由于大柴湖、襄西垸、皇庄垸涉及到移民区和县城所在地，应视洪水来量最后依次扒口分洪。如能运

用恰当，争取保留襄西、皇庄垸。这样，可使汉江中下游出现的洪水，约相当于丹江口建库前1964年实况。

由于1935年是夏季洪水，当汉口水位在28m以上时，单靠杜家台分洪，下游干流还不能安全通过，必须在汉南禹王宫另辟分洪出路，最大分洪流量3 000m^3/s(沙洋流量18 400m^3/s，深河潭流量4 600～5 000m^3/s，杜家台分洪5 300～5 600m^3/s，汉口水位23.00～29.73m，干流可通过流量5 250～8 150m^3/s)。

3.1964年型(秋季)百年一遇洪水

长办“规划报告”规定防御百年一遇洪水，丹江口水库最大入库流量为47 600m^3/s，七天洪量为127亿m^3，经水库调蓄(库水位从152.5m蓄到159.8m，调洪56亿m^3)，最大下泄量为18 100m^3/s。控制皇庄泄量在30 000m^3/s以下，需要利用民垸蓄洪16亿m^3。在调度中保留襄西、皇庄、大柴湖等垸就可满足分洪要求，沙洋以下类似1964年建库前实况。

4.1983年型洪水

当发生大于20年小于百年一遇洪水(20～100年一遇)，即1983年型洪水，应视当时来洪情况，考虑民垸容积及分洪效果，按以上运用次序，进行合理调度。根据当时水、雨、工情及天气形势，也可以考虑适当提高控制水位，尽量争取减少淹没损失。

(四)汉江中下游防洪系统联合调度运用实例

1983年10月上旬，汉江上游发生了一次范围广、强度大的暴雨，丹江口水库最大入库流量为34 300m^3/s，经水库拦蓄25.3亿m^3后，汉江中下游仍出现仅次于1935年的特大洪水，10月8日钟祥皇庄站洪峰流量达26 100m^3/s，超出下游河道安全泄量。因此，10月7日开闸启用杜家台分洪区，10月15日关闸。最大分洪流量5 100m^3/s，分洪总量23亿m^3，降低仙桃水位2.2m；汉川水位2.19m，取得防汛斗争的胜利。

二、淮河流域防洪系统联合运用调度实例

淮河流域以废黄河为界分为淮河和沂沭泗两大水系，淮河水系流域面积19万km^2，沂沭泗水系流域面积约8万km^2，全流域面积27万km^2。淮河上中游支流众多，正阳关是淮河上中游洪水汇集点，洪水峰高量大。由于受黄河夺淮的影响，致使淮河上中游干流洪水来量大，河道泄量小，下游排洪能力严重不足，是我国洪涝灾害最为严重的流域之一。

(一)流域防洪工程体系

经过建国50年的建设，流域上现有各类水库3 500座，其中大型水库17座，总库容298亿m^3；修建行洪、滞洪、蓄洪区20多处，总库容280亿m^3；整修加固干支流堤防3万km；扩大入江入海能力近10 000m^3/s；初步形成由水库、堤防、行蓄洪区、大型水闸、分洪道等组成的较为完整的防洪体系。

(二)防洪重点以及调度方式

淮河的防洪重点是：全力确保淮河干流北大堤、洪泽湖大堤及蚌埠、淮南等城市安全。具体调度为：

①当重现1954年洪水，除中游各行洪区行洪运用外，还需采取以下措施：

当淮河干流王家坝水位达到28.30～28.66m并有上涨趋势时，开启王家坝闸，运用濛洼滞洪区滞洪；当淮河干流润河集水位超过27.10m，或正阳关水位已达26.5m，淮北大堤险情紧张，润河集水位已达27.10m时，开启城西湖进洪闸，运用城西湖滞洪；当正阳关以下支流来水过

大，威胁淮北大堤及淮南矿区时，开放瓦埠湖滞洪。

当洪泽湖水位达 14.5m 时，滨湘圩区破圩滞洪；三河闸全开泄洪，经入江水道入长江；充分利用灌溉总渠、废黄河和淮沭河相机泄洪。

②当淮河干流出现百年一遇及以上洪水时，除采用上述措施外，为确保重点，还需依次放弃一些堤段，并考虑开放苏北灌溉总渠北侧、废黄河南侧夹道泄洪入海，以确保蚌埠围堤、淮南围堤、淮北大堤、洪泽湖大堤及里运河大堤安全。

沂沭泗水系洪水调度的指导思想为："东调南下"，即沂沭河洪水尽可能东调；在中运河运河镇及骆马湖水位较低时，南四湖洪水尽可能下泄；在中运河运河镇及骆马湖水位较高时，南四湖洪水控制下泄；为确保骆马湖宿迁大控制安全，必要时启动黄墩湖滞洪；遇超标准洪水，除利用水闸、河道强行行洪外，还要相机利用滞洪和采用应急措施处理洪水。

（三）1991 年淮河洪水调度措施

1991 年淮河两次较大洪水中，在国家防汛总指挥部的指挥下，淮委协同有关省防汛指挥部按预定的淮河流域洪水调度方案，有计划、有步骤地调度洪水。主要措施是：①利用上游水库拦洪错峰，两次洪水中，15 座大型水库共拦蓄洪水 38 亿 m^3，分别削减洪峰 70% ~ 90%，如表 7 - 2 所示。②运用中游行蓄洪区分泄滞蓄洪水，两次洪水中共运用 3 个蓄洪区和 14 个行洪区，其中濛洼蓄洪区两次运用，最大分洪流量 1 680m^3/s，共蓄洪水 9 亿 m^3；城东湖、城西湖两蓄滞洪区蓄洪水共 6.4 亿 m^3，最大分洪流量分别为 500m^3/s 和 2 780m^3/s；豫、皖两省 17 个行、蓄洪区共滞蓄洪水 40 亿 m^3；除上述外，汤渔湖行洪区为照顾煤矿、电厂，滞蓄泥河洼地涝水近 2 亿 m^3。③充分发挥洪泽湖调蓄作用，提前预泄，适时多泄，三河闸 6 月 13 日提前开启闸门全部提出水面敞泄，高良涧闸、二河闸亦尽可能分泄洪水，入江水道、淮沭新河、灌溉总渠合计最大日平均泄量达10 073m^3/s，洪泽湖最大调蓄水量约 38 亿 m^3。为确保入江水道通畅，江苏省还清除了东、西兴圩和新民滩圩堤等阻水障碍。由于采用了上述措施，淮河干流的水位和流量得到了控制，保证了淮北大堤、洪泽湖及里运河大堤、蚌埠和淮南两市圈堤等重要堤防及沿淮工矿铁路的安全。

（四）1991 年淮河洪水调度过程

5 月下旬至 6 月中旬，淮河流域连降暴雨。6 月 12 日 ~ 14 日，淮河中上游又连降暴雨，6 月 15 日4 时，王家坝水位已达 29.11m，为确保淮北大堤的安全，国家防总于 15 日 4 时 30 分下达 01 号打开濛洼进洪闸的命令，15 日 8 时王家坝开始分洪；同日 13 时，国家防总又下达 02 号令，要求 17 时前将分洪流量加大到设计标准。16 日 8 时王家坝出现最高水位 29.56m，为建国后的第 3 位。在此期间，沿淮童元、建湾、黄郢、南润段、润赵段、邱家湖、董峰湖行洪区已先后行洪。与此同时，下游洪泽湖也加大泄量，腾出库容以接纳上游洪水。

6 月 29 日 ~ 7 月 9 日，淮河流域再降大到暴雨，淮河上游洪水与淮南史灣河洪水相遇，形成中游比第 1 次更大的洪水过程。为战胜第 2 次洪水，国家防总于 7 月 7 日 0 时 20 分下达濛洼二次进洪的 03 号令，王家坝于 7 日 8 时再次开闸分洪。与此同时，洛河洼、下六坊堤、上六坊堤、石姚段、唐垛湖、荆山湖等行洪区相继行洪。尽管濛洼第二次进洪，沿淮诸多的行洪区也先后行洪，正阳关水位仍继续上涨，为保证中游淮北大堤的安全，7 月 10 日 9 时城东湖进洪，11 日 11 时，国家防总下达 04 号令，决定城西湖有控制的分洪运用，下午 4 时城西湖进洪。至此，淮河共启用了 17 个行蓄洪区。

表 7-2 "91.6"洪水淮河水系主要水库拦蓄情况统计表

库名	汛限水位(m)	库内最高水位,最大入、出库流量					历史最高		拦蓄水量(亿 m^3)	最大削峰率(%)
		水位(m)	蓄水量(亿 m^3)	出现时间(月.日.时)	最大入库流量(m^3/s)	最大出库流量(m^3/s)	水位(m)	出现日期(年.月.日)		
薄山	110.00	113.91 113.51	2.25 2.18	6.16.20 7.8.8	463 333	25.0	122.75	75.8.8	0.83 0.15	100 100
宿鸭湖	52.00	54.56 53.17	5.09 2.89	6.17.8 7.7.14	3 280 2 790	725 318	57.65	75.8.18	3.29 1.14	90.5 89
南湾	102.50	103.05	6.48	7.9.10		49.5	105.25	53.8.27	1.53	
石山口	78.50	79.11	1.57	7.7.8	211	57.9	80.75	87.8	0.49	100
五岳	87.00	88.10	0.61	7.1.9	528	52.0	89.90	82.8.20	0.04	100
泼河	80.50	107.69	1.51	7.3.18		370	82.01	83.7.23	0.25	
鲇鱼山	104.00	107.69	5.42	7.3.19	2 740	1 208	107.40	86.7	2.24	98.3
梅山	125.27	135.75	19.12	7.10.8	8 655	2 700	133.35	69.7.15	9.73	84.8
响洪甸	125.00	134.17	18.4	7.11.17	4 070	647	130.66	69.7.21	7.90	84.0
碧子潭	177.00	198.88	2.96	7.11.14	5 454	949	204.49	69.7.14	2.26	89.3
佛子岭	117.56	125.59	3.96	7.10.19	5 610	4 200	130.64	69.7.14	2.16	70.2

参考文献

[1]叶守泽主编.水文水利计算.北京:水利电力出版社,1992

[2]雒文生主编.河流水文学.北京:水利电力出版社,1992

[3]袁作新主编.水利计算.北京:水利电力出版社,1987

[4]李钰心.水资源系统运行调度.北京:中国水利水电出版社,1996

[5]张英,李宪文主编.防汛手册.北京:中国科学技术出版社,1992

[6]姚乐人主编.防洪工程.北京:中国水利水电出版社,1997

[7]赵人俊.流域水文模拟.北京:水利电力出版社,1984

[8]武汉中心气象台《湖北省防汛气象服务手册》编写组.湖北省防汛气象服务手册.北京:气象出版社,1997

[9]荆江大堤志编纂委员会编.荆江大堤志.南京:河海大学出版社,1989

[10]胡一三主编.黄河水利科学技术丛书.黄河防洪.郑州:黄河水利出版社,1996

[11]黎安田.长江 1998 年洪水与防汛抗洪.人民长江,1999,30(1)

[12]黄思平,吴如发,谭启富.水库工程对 1998 年长江防洪作用分析.人民长江,1999,30(2)

附表Ⅰ　皮尔逊Ⅲ型频率曲线的模比系数 K_P 值表

（一）$C_s = C_v$

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.19	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.39	1.32	1.30	1.28	1.27	1.24	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.61	1.50	1.46	1.43	1.41	1.37	1.32	1.26	1.20	1.13	1.00	0.90	0.81	0.77	0.67
0.20	1.83	1.68	1.62	1.58	1.55	1.49	1.43	1.34	1.26	1.17	0.99	0.86	0.75	0.68	0.56
0.25	2.07	1.86	1.80	1.74	1.70	1.63	1.55	1.43	1.33	1.21	0.99	0.83	0.69	0.61	0.47
0.30	2.31	2.06	1.97	1.91	1.86	1.76	1.66	1.52	1.39	1.25	0.98	0.79	0.63	0.54	0.37
0.35	2.57	2.26	2.16	2.08	2.02	1.91	1.78	1.61	1.46	1.29	0.98	0.76	0.57	0.47	0.28
0.40	2.84	2.47	2.34	2.26	2.18	2.05	1.90	1.70	1.53	1.33	0.97	0.72	0.51	0.39	0.19
0.45	3.13	2.69	2.54	2.44	2.35	2.19	2.03	1.79	1.60	1.37	0.97	0.69	0.45	0.33	0.10
0.50	3.42	2.91	2.74	2.63	2.52	2.34	2.16	1.89	1.66	1.40	0.96	0.65	0.39	0.26	0.02
0.55	3.72	3.14	2.95	2.82	2.70	2.49	2.29	1.98	1.73	1.44	0.95	0.61	0.34	0.20	-0.06
0.60	4.03	3.38	3.16	3.01	2.88	2.65	2.41	2.08	1.80	1.48	0.94	0.57	0.28	0.13	-0.13
0.65	4.36	3.62	3.38	3.21	3.07	2.81	2.55	2.18	1.87	1.52	0.93	0.53	0.23	0.07	-0.20
0.70	4.70	3.87	3.60	3.42	3.25	2.97	2.68	2.27	1.93	1.55	0.92	0.50	0.17	0.01	-0.27
0.75	5.05	4.13	3.84	3.63	3.45	3.14	2.82	2.37	2.00	1.59	0.91	0.46	0.12	-0.05	-0.33
0.80	5.40	4.39	4.08	3.84	3.65	3.31	2.96	2.47	2.07	1.62	0.90	0.42	0.06	-0.10	-0.39
0.85	5.78	4.67	4.33	4.07	3.86	3.49	3.11	2.57	2.14	1.66	0.88	0.37	0.01	-0.16	-0.44
0.90	6.16	4.95	4.57	4.29	4.06	3.66	3.25	2.67	2.21	1.69	0.86	0.34	-0.04	-0.22	-0.49
0.95	6.56	5.24	4.83	4.53	4.28	3.84	3.40	2.78	2.28	1.73	0.85	0.31	-0.09	-0.27	-0.55
1.00	6.96	5.53	5.09	4.76	4.49	4.02	3.54	2.88	2.34	1.76	0.84	0.27	-0.13	-0.32	-0.59
1.05	7.38	5.83	5.35	5.01	4.72	4.21	3.69	2.98	2.41	1.78	0.82	0.22	-0.17	-0.37	-0.63
1.10	7.80	6.14	5.62	5.25	4.94	4.40	3.84	3.08	2.47	1.81	0.80	0.19	-0.21	-0.41	-0.67
1.15	8.24	6.45	5.90	5.50	5.17	4.59	3.99	3.19	2.54	1.85	0.79	0.14	-0.26	-0.45	-0.71
1.20	8.69	6.77	6.18	5.74	5.39	4.78	4.14	3.29	2.61	1.88	0.77	0.11	-0.30	-0.49	-0.74
1.25	9.16	7.10	6.48	6.01	5.63	4.98	4.31	3.40	2.68	1.91	0.75	0.07	-0.34	-0.53	-0.77
1.30	9.63	7.44	6.77	6.27	5.86	5.17	4.47	3.50	2.74	1.94	0.73	0.04	-0.38	-0.56	-0.79
1.35	10.12	7.78	7.08	6.54	6.11	5.38	4.63	3.61	2.81	1.97	0.71	0.01	-0.42	-0.60	-0.82
1.40	10.62	8.13	7.38	6.81	6.36	5.58	4.79	3.72	2.88	1.99	0.69	-0.02	-0.46	-0.64	-0.85
1.45	11.12	8.48	7.70	7.09	6.62	5.79	4.95	3.82	2.94	2.02	0.66	-0.06	-0.50	-0.67	-0.87
1.50	11.64	8.85	8.02	7.36	6.87	6.00	5.11	3.92	3.00	2.04	0.64	-0.10	-0.53	-0.70	-0.89

（二）$C_s = 1.5C_v$ 续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.19	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.40	1.33	1.31	1.29	1.27	1.24	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.63	1.51	1.47	1.44	1.42	1.37	1.32	1.26	1.19	1.12	1.00	0.90	0.81	0.77	0.68
0.20	1.88	1.70	1.65	1.60	1.57	1.51	1.44	1.35	1.26	1.16	1.00	0.86	0.75	0.69	0.58
0.25	2.14	1.91	1.83	1.78	1.73	1.65	1.56	1.44	1.33	1.20	0.99	0.83	0.69	0.62	0.49
0.30	2.42	2.12	2.03	1.96	1.90	1.80	1.68	1.53	1.40	1.25	0.98	0.79	0.63	0.55	0.40
0.35	2.71	2.35	2.23	2.15	2.07	1.95	1.81	1.62	1.46	1.28	0.97	0.75	0.58	0.49	0.33
0.40	3.02	2.58	2.44	2.34	2.25	2.10	1.94	1.72	1.53	1.32	0.96	0.71	0.52	0.42	0.25
0.45	3.35	2.83	2.66	2.54	2.44	2.26	2.07	1.82	1.60	1.35	0.95	0.68	0.47	0.36	0.18
0.50	3.70	3.08	2.89	2.75	2.64	2.43	2.21	1.92	1.67	1.39	0.94	0.64	0.41	0.30	0.11
0.55	4.06	3.35	3.13	2.97	2.84	2.60	2.35	2.02	1.73	1.42	0.93	0.60	0.36	0.25	0.06
0.60	4.44	3.63	3.38	3.19	3.04	2.78	2.50	2.12	1.80	1.46	0.91	0.56	0.31	0.19	0.00
0.65	4.84	3.92	3.64	3.42	3.25	2.95	2.64	2.22	1.87	1.49	0.90	0.52	0.27	0.14	-0.04
0.70	5.25	4.22	3.90	3.67	3.48	3.12	2.79	2.32	1.94	1.52	0.88	0.48	0.22	0.09	-0.08
0.75	5.68	4.53	4.17	3.91	3.70	3.32	2.87	2.42	2.00	1.55	0.87	0.45	0.18	0.05	-0.12
0.80	6.13	4.85	4.46	4.16	3.93	3.52	2.96	2.53	2.07	1.58	0.85	0.41	0.14	0.01	-0.16
0.85	6.60	5.18	4.75	4.42	4.16	3.72	3.19	2.63	2.19	1.61	0.83	0.37	0.10	-0.02	-0.19
0.90	7.09	5.52	5.05	4.69	4.40	3.92	3.42	2.74	2.21	1.65	0.80	0.33	0.06	-0.06	-0.22
0.95	7.58	5.87	5.37	4.96	4.50	4.12	3.58	2.84	2.27	1.67	0.78	0.30	0.02	-0.09	-0.24
1.00	8.09	6.23	5.68	5.24	4.91	4.33	3.74	2.95	2.33	1.69	0.76	0.27	-0.02	-0.13	-0.26
1.05	8.62	6.60	6.01	5.53	5.17	4.54	3.91	3.05	2.39	1.71	0.74	0.24	-0.05	-0.16	-0.27
1.10	9.16	6.98	6.34	5.82	5.43	4.76	4.08	3.16	2.45	1.74	0.71	0.21	-0.08	-0.19	-0.29
1.15	9.73	7.37	6.68	6.12	5.70	4.97	4.25	3.27	2.51	1.75	0.69	0.18	-0.10	-0.20	-0.30
1.20	10.31	7.77	7.01	6.42	5.98	5.20	4.42	3.38	2.58	1.77	0.66	0.14	-0.13	-0.22	-0.31
1.25	10.91	8.17	7.37	6.72	6.26	5.32	4.59	3.48	2.64	1.79	0.63	0.10	-0.15	-0.23	-0.31
1.30	11.52	8.59	7.72	7.05	6.54	5.65	4.76	3.59	2.70	1.81	0.61	0.07	-0.17	-0.25	-0.32
1.35	12.16	9.02	8.09	7.38	6.83	5.88	4.93	3.69	2.75	1.82	0.59	0.04	-0.19	-0.26	-0.32
1.40	12.80	9.46	8.46	7.70	7.12	6.12	5.10	3.80	2.81	1.83	0.55	0.01	-0.22	-0.28	-0.32
1.45	13.46	9.90	8.84	8.04	7.42	6.36	5.28	3.90	2.85	1.83	0.52	0.00	-0.23	-0.29	-0.33
1.50	14.14	10.36	9.22	8.39	7.72	6.60	5.47	4.00	2.90	1.84	0.49	-0.05	-0.25	-0.30	-0.33

（三）$C_s = 2C_v$ 续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.42	1.34	1.31	1.29	1.27	1.25	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.67	1.54	1.48	1.46	1.43	1.38	1.33	1.26	1.20	1.12	0.99	0.90	0.81	0.77	0.69
0.20	1.92	1.73	1.67	1.63	1.59	1.52	1.45	1.35	1.26	1.16	0.99	0.86	0.75	0.70	0.59
0.25	2.22	1.96	1.87	1.81	1.77	1.67	1.58	1.45	1.33	1.20	0.98	0.82	0.70	0.63	0.52
0.30	2.52	2.19	2.08	2.01	1.94	1.83	1.71	1.54	1.40	1.24	0.97	0.78	0.64	0.56	0.44
0.35	2.86	2.44	2.31	2.22	2.13	2.00	1.84	1.64	1.47	1.28	0.96	0.75	0.59	0.51	0.37
0.40	3.20	2.70	2.54	2.42	2.32	2.16	1.98	1.74	1.54	1.31	0.95	0.71	0.53	0.45	0.30
0.45	3.59	2.98	2.80	2.65	2.53	2.33	2.13	1.84	1.60	1.35	0.93	0.67	0.48	0.40	0.26
0.50	3.98	3.27	3.05	2.88	2.74	2.51	2.27	1.94	1.67	1.38	0.92	0.64	0.44	0.34	0.21
0.55	4.42	3.58	3.32	3.12	2.97	2.70	2.42	2.04	1.74	1.41	0.90	0.59	0.40	0.30	0.16
0.60	4.85	3.89	3.59	3.37	3.20	2.89	2.57	2.15	1.80	1.44	0.89	0.56	0.35	0.26	0.13
0.65	5.33	4.22	3.89	3.64	3.44	3.09	2.74	2.25	1.87	1.47	0.87	0.52	0.31	0.22	0.10
0.70	5.81	4.56	4.19	3.91	3.68	3.29	2.90	2.36	1.94	1.50	0.85	0.49	0.27	0.18	0.08
0.75	6.33	4.93	4.52	4.19	3.93	3.50	3.06	2.46	2.00	1.52	0.82	0.45	0.24	0.15	0.06
0.80	6.85	5.30	4.84	4.47	4.19	3.71	3.22	2.57	2.06	1.54	0.80	0.42	0.21	0.12	0.04
0.85	7.41	5.69	5.17	4.77	4.46	3.93	3.39	2.68	2.12	1.56	0.77	0.39	0.18	0.10	0.03
0.90	7.98	6.08	5.51	5.07	4.74	4.15	3.56	2.78	2.19	1.58	0.75	0.35	0.15	0.08	0.02
0.95	8.59	6.48	5.86	5.38	5.02	4.38	3.74	2.89	2.25	1.60	0.72	0.31	0.13	0.07	0.01
1.00	9.21	6.91	6.22	5.70	5.30	4.61	3.91	3.00	2.30	1.61	0.69	0.29	0.11	0.05	0.01
1.05	9.86	7.35	6.59	6.03	5.59	4.84	4.08	3.10	2.35	1.62	0.66	0.26	0.09	0.04	0.01
1.10	10.52	7.79	6.97	6.37	5.88	5.08	4.26	3.20	2.41	1.63	0.64	0.23	0.07	0.03	0.00
1.15	11.21	8.24	7.36	6.71	6.19	5.32	4.44	3.30	2.46	1.64	0.61	0.21	0.06	0.02	0.00
1.20	11.90	8.70	7.76	7.06	6.50	5.57	4.62	3.41	2.51	1.65	0.58	0.18	0.05	0.02	0.00
1.25	12.63	9.18	8.16	7.41	6.82	5.81	4.80	3.51	2.56	1.65	0.55	0.16	0.04	0.01	0.00
1.30	13.36	9.67	8.57	7.76	7.14	6.06	4.98	3.61	2.60	1.65	0.52	0.14	0.03	0.01	0.00
1.35	14.13	10.17	8.99	8.13	7.46	6.31	5.16	3.71	2.65	1.65	0.50	0.12	0.02	0.01	0.00
1.40	14.90	10.67	9.41	8.50	7.78	6.56	5.35	3.81	2.69	1.64	0.47	0.10	0.02	0.01	0.00
1.45	15.71	11.20	9.85	8.89	8.11	6.82	5.54	3.91	2.73	1.64	0.44	0.09	0.01	0.00	0.00
1.50	16.53	11.73	10.30	9.27	8.44	7.08	5.73	4.00	2.77	1.63	0.42	0.07	0.01	0.00	0.00

（四）$C_s = 2.5C_v$　　续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.14	1.12	1.11	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.43	1.35	1.31	1.29	1.28	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.88	0.84	0.79
0.15	1.70	1.55	1.50	1.47	1.44	1.39	1.34	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.77	0.70
0.20	1.97	1.76	1.70	1.65	1.61	1.54	1.46	1.35	1.26	1.16	0.98	0.86	0.76	0.70	0.61
0.25	2.29	2.00	1.92	1.85	1.79	1.70	1.60	1.45	1.33	1.20	0.97	0.82	0.70	0.64	0.54
0.30	2.62	2.25	2.14	2.05	1.98	1.86	1.73	1.55	1.40	1.24	0.96	0.78	0.65	0.58	0.47
0.35	3.00	2.53	2.39	2.27	2.19	2.03	1.87	1.65	1.47	1.27	0.95	0.75	0.60	0.53	0.41
0.40	3.38	2.81	2.64	2.50	2.40	2.21	2.02	1.75	1.54	1.30	0.94	0.71	0.55	0.47	0.36
0.45	3.82	3.12	2.91	2.75	2.62	2.40	2.17	1.85	1.60	1.33	0.92	0.67	0.51	0.43	0.32
0.50	4.26	3.44	3.19	3.00	2.85	2.59	2.32	1.96	1.67	1.36	0.90	0.63	0.47	0.39	0.29
0.55	4.75	3.79	3.50	3.27	3.10	2.79	2.48	2.07	1.73	1.39	0.88	0.60	0.43	0.35	0.26
0.60	5.25	4.14	3.81	3.54	3.35	3.00	2.64	2.17	1.80	1.42	0.86	0.56	0.39	0.32	0.24
0.65	5.80	4.52	4.14	3.83	3.61	3.21	2.81	2.27	1.86	1.44	0.83	0.53	0.36	0.30	0.23
0.70	6.36	4.90	4.47	4.13	3.88	3.43	2.98	2.39	1.92	1.46	0.81	0.50	0.33	0.27	0.22
0.75	6.96	5.31	4.82	4.44	4.16	3.66	3.15	2.49	1.98	1.47	0.78	0.46	0.31	0.26	0.21
0.80	7.57	5.73	5.18	4.76	4.44	3.89	3.33	2.60	2.04	1.49	0.75	0.43	0.28	0.24	0.21
0.85	8.22	6.17	5.55	5.09	4.73	4.12	3.50	2.70	2.10	1.50	0.72	0.40	0.27	0.23	0.21
0.90	8.88	6.61	5.93	5.43	5.03	4.36	3.68	2.80	2.15	1.50	0.70	0.37	0.25	0.22	0.20
0.95	9.59	7.09	6.33	5.78	5.34	4.60	3.86	2.90	2.20	1.51	0.67	0.35	0.24	0.21	0.20
1.00	10.30	7.55	6.73	6.13	5.65	4.85	4.04	3.01	2.25	1.52	0.64	0.33	0.23	0.21	0.20
1.05	11.05	8.04	7.14	6.49	5.97	5.10	4.22	3.11	2.29	1.52	0.61	0.31	0.22	0.20	0.20
1.10	11.80	8.54	7.56	6.85	6.29	5.35	4.41	3.21	2.34	1.52	0.58	0.29	0.21	0.20	0.20
1.15	12.61	9.06	8.00	7.23	6.62	5.60	4.59	3.30	2.38	1.51	0.55	0.27	0.21	0.20	0.20
1.20	13.42	9.58	8.44	7.61	6.95	5.86	4.78	3.40	2.42	1.50	0.53	0.26	0.21	0.20	0.20
1.25	14.27	10.12	8.90	8.01	7.29	6.12	4.97	3.50	2.44	1.49	0.50	0.25	0.21	0.20	0.20
1.30	15.13	10.67	9.37	8.41	7.64	6.38	5.16	3.60	2.47	1.48	0.48	0.24	0.20	0.20	0.20
1.35	16.02	11.24	9.84	8.80	8.00	6.64	5.34	3.68	2.50	1.46	0.45	0.23	0.20	0.20	0.20
1.40	16.92	11.81	10.31	9.20	8.35	6.91	5.52	3.76	2.53	1.45	0.43	0.23	0.20	0.20	0.20
1.45	17.86	12.40	10.79	9.61	8.70	7.17	5.70	3.83	2.56	1.43	0.40	0.22	0.20	0.20	0.20
1.50	18.81	12.99	11.28	10.03	9.06	7.44	5.88	3.91	2.58	1.41	0.37	0.22	0.20	0.20	0.20

（五）$C_s = 3C_v$ 续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.17	1.15	1.14	1.14	1.12	1.11	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.44	1.35	1.32	1.30	1.29	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.79
0.15	1.71	1.56	1.51	1.48	1.45	1.40	1.35	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.78	0.70
0.20	2.02	1.79	1.72	1.67	1.63	1.55	1.47	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.71	0.62
0.25	2.35	2.05	1.95	1.88	1.82	1.72	1.61	1.46	1.34	1.20	0.97	0.82	0.71	0.65	0.56
0.30	2.72	2.32	2.19	2.10	2.02	1.89	1.75	1.56	1.40	1.23	0.96	0.78	0.66	0.60	0.50
0.35	3.12	2.61	2.46	2.33	2.24	2.07	1.90	1.66	1.47	1.26	0.94	0.74	0.61	0.55	0.46
0.40	3.56	2.92	2.73	2.58	2.46	2.26	2.05	1.76	1.54	1.29	0.92	0.70	0.57	0.50	0.42
0.45	4.04	3.26	3.03	2.85	2.70	2.46	2.21	1.87	1.60	1.32	0.90	0.67	0.53	0.47	0.39
0.50	4.55	3.62	3.34	3.12	2.96	2.67	2.37	1.98	1.67	1.35	0.88	0.64	0.49	0.44	0.37
0.55	5.09	3.99	3.66	3.42	3.21	2.88	2.54	2.08	1.73	1.36	0.86	0.60	0.46	0.41	0.36
0.60	5.66	4.38	4.01	3.71	3.49	3.10	2.71	2.19	1.79	1.38	0.83	0.57	0.44	0.39	0.35
0.65	6.26	4.81	4.36	4.03	3.77	3.33	2.88	2.29	1.85	1.40	0.80	0.53	0.41	0.37	0.34
0.70	6.90	5.23	4.73	4.35	4.06	3.56	3.05	2.40	1.90	1.41	0.78	0.50	0.39	0.36	0.34
0.75	7.57	5.68	5.12	4.69	4.36	3.80	3.24	2.50	1.96	1.42	0.76	0.48	0.38	0.35	0.34
0.80	8.26	6.14	5.50	5.04	4.66	4.05	3.42	2.61	2.01	1.43	0.72	0.46	0.36	0.34	0.34
0.85	9.00	6.62	5.92	5.40	4.98	4.29	3.59	2.71	2.06	1.43	0.69	0.44	0.35	0.34	0.34
0.90	9.75	7.11	6.33	5.75	5.30	4.54	3.78	2.81	2.10	1.43	0.67	0.42	0.35	0.34	0.33
0.95	10.54	7.62	6.76	6.13	5.62	4.80	3.96	2.91	2.14	1.43	0.64	0.39	0.34	0.34	0.33
1.00	11.35	8.15	7.20	6.51	5.96	5.05	4.15	3.00	2.18	1.42	0.61	0.38	0.34	0.34	0.33
1.05	12.20	8.68	7.66	6.90	6.31	5.32	4.34	3.10	2.21	1.41	0.58	0.37	0.34	0.33	0.33
1.10	13.07	9.24	8.13	7.31	6.65	5.57	4.53	3.19	2.23	1.40	0.56	0.36	0.34	0.33	0.33
1.15	13.96	9.81	8.59	7.70	7.00	5.83	4.70	3.26	2.26	1.38	0.54	0.35	0.34	0.33	0.33
1.20	14.88	10.40	9.08	8.12	7.36	6.10	4.89	3.35	2.30	1.36	0.51	0.35	0.33	0.33	0.33
1.25	15.84	11.00	9.57	8.53	7.72	6.36	5.07	3.43	2.31	1.34	0.49	0.35	0.33	0.33	0.33
1.30	16.81	11.60	10.06	8.94	8.09	6.64	5.25	3.51	2.33	1.31	0.47	0.34	0.33	0.33	0.33
1.35	17.80	12.21	10.57	9.38	8.45	6.91	5.42	3.59	2.34	1.30	0.45	0.34	0.33	0.33	0.33
1.40	18.84	12.83	11.09	9.82	8.83	7.17	5.61	3.66	2.34	1.27	0.43	0.34	0.33	0.33	0.33
1.45	19.88	13.47	11.62	10.26	9.20	7.45	5.77	3.72	2.35	1.23	0.42	0.34	0.33	0.33	0.33
1.50	20.95	14.13	12.15	10.69	9.58	7.72	5.95	3.78	2.35	1.21	0.40	0.33	0.33	0.33	0.33

（六）$C_s = 3.5C_v$ 续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.17	1.16	1.15	1.14	1.12	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.45	1.36	1.33	1.31	1.29	1.26	1.22	1.17	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.79
0.15	1.73	1.58	1.52	1.49	1.46	1.41	1.35	1.27	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.78	0.71
0.20	2.06	1.82	1.74	1.69	1.64	1.56	1.48	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.72	0.64
0.25	2.42	2.09	1.99	1.91	1.85	1.74	1.62	1.46	1.34	1.19	0.96	0.82	0.71	0.66	0.58
0.30	2.82	2.38	2.24	2.14	2.06	1.92	1.77	1.57	1.40	1.22	0.95	0.78	0.67	0.61	0.53
0.35	3.26	2.70	2.52	2.39	2.29	2.11	1.92	1.67	1.47	1.26	0.93	0.74	0.62	0.57	0.50
0.40	3.75	3.04	2.82	2.66	2.53	2.31	2.08	1.78	1.53	1.28	0.91	0.71	0.58	0.53	0.47
0.45	4.27	3.40	3.14	2.94	2.79	2.52	2.25	1.88	1.60	1.31	0.89	0.67	0.55	0.50	0.45
0.50	4.82	3.78	3.48	3.24	3.06	2.74	2.42	1.99	1.66	1.33	0.86	0.64	0.52	0.48	0.44
0.55	5.41	4.20	3.83	3.55	3.34	2.96	2.58	2.10	1.72	1.34	0.84	0.60	0.50	0.46	0.44
0.60	6.06	4.62	4.20	3.87	3.62	3.20	2.76	2.20	1.77	1.35	0.81	0.57	0.48	0.45	0.43
0.65	6.73	5.08	4.58	4.22	3.92	3.44	2.94	2.30	1.83	1.36	0.78	0.55	0.46	0.44	0.43
0.70	7.43	5.54	4.98	4.56	4.23	3.68	3.12	2.41	1.88	1.37	0.75	0.53	0.45	0.44	0.43
0.75	8.16	6.02	5.38	4.92	4.55	3.92	3.30	2.51	1.92	1.38	0.72	0.50	0.44	0.43	0.43
0.80	8.94	6.53	5.81	5.29	4.87	4.18	3.49	2.61	1.97	1.37	0.70	0.49	0.44	0.43	0.43
0.85	9.75	7.05	6.25	5.67	5.20	4.43	3.67	2.70	2.00	1.36	0.67	0.47	0.44	0.43	0.43
0.90	10.60	7.59	6.71	6.06	5.54	4.69	3.86	2.80	2.04	1.35	0.64	0.46	0.43	0.43	0.43
0.95	11.46	8.15	7.18	6.47	5.89	4.95	4.05	2.89	2.06	1.34	0.61	0.45	0.43	0.43	0.43
1.00	12.37	8.72	7.65	6.86	6.25	5.22	4.23	2.97	2.09	1.32	0.59	0.45	0.43	0.43	0.43
1.05	13.31	9.31	8.13	7.27	6.60	5.49	4.41	3.05	2.11	1.29	0.56	0.44	0.43	0.43	0.43
1.10	14.28	9.91	8.62	7.69	6.97	5.76	4.59	3.13	2.13	1.28	0.54	0.44	0.43	0.43	0.43
1.15	15.26	10.51	9.13	8.12	7.33	6.03	4.76	3.20	2.14	1.26	0.53	0.43	0.43	0.43	0.43
1.20	16.29	11.14	9.65	8.56	7.71	6.29	4.95	3.28	2.15	1.23	0.51	0.43	0.43	0.43	0.43
1.25	17.33	11.78	10.18	8.99	8.10	6.56	5.12	3.34	2.16	1.20	0.50	0.43	0.43	0.43	0.43
1.30	18.41	12.44	10.70	9.44	8.46	6.84	5.29	3.40	2.16	1.18	0.48	0.43	0.43	0.43	0.43
1.35	19.50	13.11	11.24	9.89	8.84	7.11	5.45	3.44	2.16	1.14	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
1.40	20.66	13.78	11.78	10.35	9.23	7.37	5.62	3.49	2.15	1.11	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
1.45	21.80	14.46	12.34	10.81	9.61	7.64	5.78	3.55	2.14	1.07	0.46	0.43	0.43	0.43	0.43
1.50	23.00	15.17	12.90	11.28	10.01	7.89	5.95	3.59	2.12	1.04	0.45	0.43	0.43	0.43	0.43

（七）$C_s = 4C_v$　　续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.21	1.17	1.16	1.15	1.14	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.46	1.37	1.34	1.31	1.30	1.26	1.23	1.18	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.80
0.15	1.76	1.59	1.54	1.50	1.47	1.41	1.35	1.27	1.20	1.12	0.98	0.89	0.82	0.78	0.72
0.20	2.10	1.85	1.77	1.71	1.66	1.58	1.49	1.37	1.27	1.16	0.97	0.85	0.77	0.72	0.65
0.25	2.49	2.13	2.02	1.94	1.87	1.76	1.64	1.47	1.34	1.19	0.96	0.82	0.72	0.67	0.60
0.30	2.92	2.44	2.30	2.18	2.10	1.94	1.79	1.57	1.40	1.22	0.94	0.78	0.68	0.63	0.56
0.35	3.40	2.78	2.60	2.45	2.34	2.14	1.95	1.68	1.47	1.25	0.92	0.74	0.64	0.59	0.54
0.40	3.92	3.15	2.92	2.74	2.60	2.36	2.11	1.78	1.53	1.27	0.90	0.71	0.60	0.56	0.52
0.45	4.49	3.54	3.25	3.03	2.87	2.58	2.28	1.89	1.59	1.29	0.87	0.68	0.58	0.54	0.51
0.50	5.10	3.96	3.61	3.35	3.15	2.80	2.46	2.00	1.65	1.30	0.84	0.64	0.55	0.53	0.51
0.55	5.76	4.39	3.99	3.68	3.44	3.04	2.63	2.10	1.70	1.31	0.82	0.62	0.54	0.52	0.50
0.60	6.45	4.85	4.38	4.03	3.75	3.29	2.81	2.21	1.76	1.32	0.79	0.59	0.52	0.51	0.50
0.65	7.18	5.34	4.78	4.38	4.07	3.53	2.99	2.31	1.80	1.32	0.76	0.57	0.51	0.50	0.50
0.70	7.95	5.84	5.21	4.75	4.39	3.78	3.18	2.41	1.85	1.32	0.73	0.55	0.51	0.50	0.50
0.75	8.76	6.36	5.65	5.13	4.72	4.04	3.36	2.50	1.88	1.32	0.71	0.54	0.51	0.50	0.50
0.80	9.62	6.90	6.11	5.53	5.06	4.30	3.55	2.60	1.91	1.30	0.68	0.53	0.50	0.50	0.50
0.85	10.49	7.46	6.58	5.93	5.42	4.55	3.74	2.68	1.94	1.29	0.65	0.52	0.50	0.50	0.50
0.90	11.41	8.05	7.06	6.34	5.77	4.82	3.92	2.76	1.97	1.27	0.63	0.51	0.50	0.50	0.50
0.95	12.37	8.65	7.55	6.75	6.13	5.09	4.10	2.84	1.99	1.25	0.60	0.51	0.50	0.50	0.50
1.00	13.36	9.25	8.05	7.18	6.50	5.37	4.27	2.92	2.00	1.23	0.59	0.50	0.50	0.50	0.50
1.05	14.38	9.87	8.57	7.62	6.87	5.63	4.46	3.00	2.01	1.20	0.57	0.50	0.50	0.50	0.50
1.10	15.43	10.52	9.10	8.05	7.25	5.91	4.63	3.06	2.01	1.18	0.56	0.50	0.50	0.50	0.50
1.15	16.51	11.18	9.62	8.50	7.62	6.18	4.80	3.12	2.01	1.15	0.54	0.50	0.50	0.50	0.50
1.20	17.62	11.85	10.17	8.96	8.01	6.45	4.96	3.16	2.01	1.11	0.53	0.50	0.50	0.50	0.50
1.25	18.78	12.52	10.71	9.41	8.40	6.71	5.12	3.21	2.00	1.07	0.53	0.50	0.50	0.50	0.50
1.30	19.94	13.22	11.27	9.88	8.79	6.96	5.29	3.25	1.99	1.04	0.52	0.50	0.50	0.50	0.50
1.35	21.14	13.92	11.83	10.33	9.17	7.24	5.44	3.30	1.97	1.00	0.52	0.50	0.50	0.50	0.50
1.40	22.38	14.64	12.40	10.80	9.55	7.50	5.59	3.32	1.94	0.96	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50
1.45	23.65	15.37	12.99	11.27	9.95	7.77	5.74	3.36	1.91	0.93	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50
1.50	24.91	16.10	13.57	11.72	10.34	8.02	5.88	3.38	1.88	0.90	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50

（八）$C_s=5C_v$ 续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.21	1.17	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.48	1.38	1.35	1.33	1.30	1.27	1.23	1.18	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.80
0.15	1.81	1.63	1.57	1.53	1.49	1.43	1.36	1.27	1.20	1.12	0.98	0.89	0.82	0.79	0.73
0.20	2.19	1.91	1.82	1.75	1.70	1.60	1.51	1.38	1.27	1.15	0.97	0.85	0.77	0.74	0.68
0.25	2.63	2.22	2.10	2.00	1.93	1.80	1.66	1.48	1.34	1.18	0.95	0.81	0.74	0.69	0.65
0.30	3.13	2.57	2.40	2.27	2.17	2.00	1.82	1.58	1.40	1.21	0.93	0.78	0.69	0.66	0.62
0.35	3.68	2.95	2.74	2.57	2.44	2.21	1.99	1.69	1.46	1.23	0.90	0.75	0.67	0.64	0.61
0.40	4.28	3.36	3.09	2.88	2.72	2.44	2.16	1.80	1.52	1.24	0.88	0.72	0.64	0.62	0.60
0.45	4.94	3.81	3.47	3.22	3.01	2.68	2.34	1.90	1.56	1.25	0.85	0.69	0.63	0.61	0.60
0.50	5.65	4.28	3.87	3.57	3.32	2.92	2.52	2.00	1.62	1.26	0.82	0.67	0.61	0.60	0.60
0.55	6.40	4.77	4.28	3.93	3.65	3.17	2.71	2.11	1.67	1.26	0.79	0.65	0.61	0.60	0.60
0.60	7.21	5.29	4.72	4.31	3.98	3.43	2.89	2.20	1.71	1.25	0.77	0.63	0.61	0.60	0.60
0.65	8.07	5.83	5.18	4.71	4.32	3.69	3.08	2.30	1.73	1.24	0.74	0.62	0.60	0.60	0.60
0.70	8.96	6.40	5.66	5.10	4.68	3.95	3.26	2.38	1.76	1.22	0.71	0.62	0.60	0.60	0.60
0.75	9.90	7.00	6.14	5.52	5.03	4.22	3.44	2.46	1.79	1.20	0.68	0.61	0.60	0.60	0.60
0.80	10.89	7.60	6.64	5.94	5.40	4.50	3.61	2.54	1.80	1.18	0.67	0.61	0.60	0.60	0.60
0.85	11.91	8.23	7.16	6.48	5.77	4.76	3.80	2.61	1.81	1.15	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60
0.90	12.97	8.88	7.69	6.81	6.15	5.03	3.97	2.66	1.81	1.13	0.64	0.60	0.60	0.60	0.60
0.95	14.07	9.55	8.22	7.27	6.53	5.30	4.14	2.72	1.81	1.10	0.63	0.60	0.60	0.60	0.60
1.00	15.22	10.20	8.77	7.73	6.92	5.57	4.30	2.77	1.80	1.06	0.62	0.60	0.60	0.60	0.60
1.05	16.39	10.92	9.33	8.19	7.31	5.82	4.47	2.81	1.79	1.03	0.62	0.60	0.60	0.60	0.60
1.10	17.61	11.63	9.89	8.66	7.69	6.09	4.61	2.85	1.77	0.99	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.15	18.87	12.34	10.48	9.12	8.08	6.36	4.76	2.89	1.74	0.95	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.20	20.13	13.08	11.06	9.58	8.46	6.62	4.90	2.91	1.71	0.92	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.25	21.46	13.83	11.64	10.06	8.86	6.88	5.03	2.93	1.68	0.88	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60

（九）$C_s = 6C_v$　　续表

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.22	1.18	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.09	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.93	0.91
0.10	1.51	1.40	1.36	1.34	1.31	1.28	1.24	1.18	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.86	0.81
0.15	1.86	1.66	1.60	1.55	1.51	1.45	1.38	1.28	1.20	1.12	0.98	0.89	0.83	0.81	0.76
0.20	2.28	1.96	1.86	1.79	1.73	1.63	1.52	1.38	1.27	1.15	0.96	0.85	0.78	0.75	0.71
0.25	2.77	2.31	2.16	2.06	1.98	1.83	1.69	1.48	1.33	1.17	0.94	0.82	0.75	0.72	0.69
0.30	3.33	2.69	2.50	2.36	2.24	2.05	1.86	1.59	1.40	1.19	0.92	0.78	0.72	0.69	0.67
0.35	3.95	3.11	2.87	2.68	2.53	2.28	2.03	1.69	1.45	1.21	0.89	0.76	0.70	0.68	0.67
0.40	4.63	3.57	3.25	3.02	2.83	2.52	2.21	1.80	1.50	1.22	0.86	0.73	0.68	0.67	0.67
0.45	5.39	4.06	3.66	3.38	3.15	2.77	2.39	1.90	1.54	1.22	0.83	0.71	0.68	0.67	0.67
0.50	6.18	4.58	4.10	3.76	3.48	3.02	2.58	2.00	1.59	1.21	0.80	0.69	0.67	0.67	0.67
0.55	7.03	5.12	4.56	4.16	3.83	3.28	2.76	2.09	1.62	1.20	0.78	0.69	0.67	0.67	0.67
0.60	7.94	5.70	5.04	4.56	4.18	3.55	2.94	2.18	1.65	1.18	0.75	0.68	0.67	0.67	0.67
0.65	8.90	6.30	5.53	4.97	4.54	3.82	3.12	2.25	1.66	1.16	0.73	0.68	0.67	0.67	0.67
0.70	9.92	6.92	6.05	5.41	4.91	4.09	3.30	2.33	1.67	1.13	0.71	0.67	0.67	0.67	0.67
0.75	10.98	7.56	6.57	5.85	5.29	4.36	3.47	2.39	1.68	1.10	0.70	0.67	0.67	0.67	0.67
0.80	12.08	8.23	7.11	6.30	5.67	4.63	3.64	2.44	1.67	1.07	0.69	0.67	0.67	0.67	0.67
0.85	13.24	8.91	7.66	6.76	6.06	4.89	3.80	2.49	1.66	1.08	0.68	0.67	0.67	0.67	0.67
0.90	14.43	9.61	8.22	7.22	6.45	5.16	3.96	2.53	1.65	1.00	0.68	0.67	0.67	0.67	0.67
0.95	15.68	10.33	8.80	7.68	6.83	5.42	4.10	2.56	1.62	0.96	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
1.00	16.94	11.07	9.38	8.15	7.22	5.68	4.25	2.59	1.59	0.93	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
1.05	18.27	11.82	9.97	8.62	7.62	5.94	4.38	2.61	1.56	0.89	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67

附表Ⅱ 马斯京根法分段连续流量演算汇流系数 P_{mn} 值表

附表Ⅱ－1 $x_l = -0.10, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.375, C_1 = 0.250, C_2 = 0.375$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.375	0.141	0.053	0.020	0.007	0.003	0.001				0
1		0.391	0.293	0.165	0.082	0.039	0.017	0.008	0.003	0.001	0.001	1
2		0.146	0.262	0.233	0.160	0.095	0.052	0.027	0.013	0.006	0.003	2
3		0.055	0.156	0.212	0.198	0.150	0.099	0.060	0.034	0.018	0.010	3
4		0.021	0.080	0.148	0.183	0.174	0.140	0.100	0.065	0.040	0.023	4
5		0.008	0.038	0.090	0.139	0.163	0.157	0.131	0.099	0.068	0.044	5
6		0.003	0.017	0.050	0.093	0.131	0.149	0.144	0.124	0.097	0.070	6
7		0.001	0.008	0.026	0.057	0.094	0.124	0.138	0.134	0.118	0.095	7
8			0.003	0.013	0.033	0.062	0.093	0.117	0.129	0.126	0.112	8
9			0.001	0.006	0.018	0.038	0.064	0.091	0.112	0.121	0.119	9
10			0.001	0.003	0.009	0.022	0.042	0.066	0.090	0.107	0.115	10
11				0.001	0.005	0.012	0.026	0.045	0.067	0.088	0.103	11
12					0.002	0.007	0.015	0.029	0.047	0.067	0.086	12
13					0.001	0.003	0.009	0.018	0.032	0.049	0.067	13
14						0.002	0.005	0.011	0.020	0.034	0.050	14
15						0.001	0.003	0.006	0.013	0.023	0.036	15
16							0.001	0.003	0.008	0.014	0.025	16
17							0.001	0.002	0.004	0.009	0.016	17
18								0.001	0.003	0.005	0.010	18
19								0.001	0.001	0.003	0.006	19
⋮										⋮	⋮	⋮

附表Ⅱ－2 $x_l = 0, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.333, C_1 = 0.333, C_2 = 0.333$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.333	0.111	0.037	0.012	0.004	0.001					0
1		0.444	0.296	0.148	0.066	0.027	0.011	0.004	0.002	0.001		1
2		0.148	0.296	0.247	0.154	0.082	0.040	0.018	0.008	0.003	0.001	2
3		0.049	0.165	0.236	0.212	0.149	0.091	0.050	0.025	0.012	0.006	3
4		0.016	0.077	0.159	0.202	0.188	0.143	0.094	0.057	0.031	0.017	4
5		0.005	0.033	0.090	0.150	0.180	0.170	0.136	0.096	0.061	0.036	5
6		0.002	0.013	0.045	0.095	0.142	0.164	0.157	0.129	0.095	0.064	6
7		0.001	0.005	0.021	0.054	0.097	0.134	0.152	0.146	0.124	0.094	7
8			0.002	0.010	0.028	0.060	0.097	0.128	0.142	0.137	0.118	8
9			0.001	0.004	0.014	0.034	0.064	0.096	0.122	0.134	0.130	9
10				0.002	0.007	0.018	0.039	0.066	0.095	0.117	0.127	10
11				0.001	0.003	0.009	0.022	0.042	0.068	0.093	0.112	11
12					0.001	0.005	0.012	0.025	0.045	0.069	0.091	12
13					0.001	0.002	0.006	0.015	0.028	0.047	0.069	13
14						0.001	0.003	0.008	0.017	0.031	0.049	14
15							0.002	0.004	0.010	0.019	0.033	15
16							0.001	0.002	0.005	0.011	0.021	16
17								0.001	0.003	0.007	0.013	17
18								0.001	0.001	0.004	0.008	18
19									0.001	0.002	0.004	19
⋮										⋮	⋮	⋮

附表Ⅱ－3　　$x_l = 0.05, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.310, C_1 = 0.379, C_2 = 0.310$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.310	0.096	0.030	0.009	0.003	0.001					0
1		0.476	0.295	0.137	0.057	0.022	0.008	0.003	0.001			1
2		0.148	0.318	0.253	0.148	0.074	0.034	0.015	0.006	0.002	0.001	2
3		0.046	0.169	0.252	0.220	0.148	0.085	0.044	0.021	0.010	0.004	3
4		0.014	0.074	0.165	0.215	0.196	0.143	0.090	0.051	0.027	0.013	4
5		0.004	0.030	0.089	0.157	0.191	0.178	0.138	0.093	0.056	0.032	5
6		0.001	0.011	0.042	0.095	0.148	0.174	0.164	0.132	0.094	0.060	6
7			0.004	0.019	0.051	0.098	0.141	0.161	0.153	0.127	0.094	7
8			0.001	0.008	0.026	0.058	0.099	0.134	0.150	0.144	0.122	8
9			0.001	0.003	0.012	0.031	0.062	0.098	0.128	0.141	0.136	9
10				0.001	0.005	0.016	0.036	0.065	0.097	0.123	0.134	10
11					0.002	0.008	0.020	0.040	0.067	0.096	0.118	11
12					0.001	0.004	0.010	0.023	0.043	0.069	0.094	12
13						0.002	0.005	0.012	0.026	0.046	0.070	13
14						0.001	0.002	0.006	0.015	0.029	0.048	14
15							0.001	0.003	0.008	0.017	0.031	15
16								0.002	0.004	0.010	0.019	16
17								0.001	0.002	0.005	0.011	17
18									0.001	0.003	0.006	18
19										0.001	0.003	19
⋮										⋮	⋮	⋮

附表Ⅱ－4　　$x_l = 0.10, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.286, C_1 = 0.428, C_2 = 0.286$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.286	0.082	0.023	0.007	0.002	0.001					0
1		0.510	0.292	0.125	0.048	0.017	0.006	0.002	0.001			1
2		0.146	0.344	0.259	0.141	0.066	0.028	0.011	0.004	0.002	0.001	2
3		0.042	0.173	0.271	0.229	0.144	0.077	0.037	0.016	0.007	0.003	3
4		0.012	0.071	0.171	0.230	0.205	0.143	0.084	0.045	0.022	0.010	4
5		0.003	0.026	0.087	0.164	0.204	0.187	0.139	0.089	0.051	0.027	5
6		0.001	0.009	0.039	0.095	0.156	0.185	0.173	0.134	0.091	0.055	6
7			0.003	0.016	0.048	0.099	0.148	0.171	0.161	0.129	0.092	7
8			0.001	0.006	0.022	0.055	0.101	0.141	0.160	0.152	0.125	8
9				0.002	0.010	0.028	0.060	0.101	0.135	0.150	0.144	9
10				0.001	0.004	0.013	0.033	0.064	0.100	0.129	0.142	10
11					0.002	0.006	0.017	0.037	0.067	0.099	0.124	11
12					0.001	0.003	0.008	0.020	0.041	0.069	0.097	12
13						0.001	0.004	0.010	0.023	0.044	0.070	13
14							0.002	0.005	0.013	0.026	0.046	14
15							0.001	0.002	0.006	0.015	0.029	15
16								0.001	0.003	0.008	0.017	16
17									0.001	0.004	0.009	17
18									0.001	0.002	0.005	18
19										0.001	0.003	19
⋮										⋮	⋮	⋮

附表Ⅱ－5 $x_l = 0.15, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.259, C_1 = 0.481, C_2 = 0.259$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.259	0.067	0.017	0.005	0.001						0
1		0.549	0.285	0.111	0.038	0.012	0.004	0.001				1
2		0.142	0.375	0.263	0.131	0.056	0.021	0.008	0.003	0.001		2
3		0.037	0.175	0.294	0.237	0.139	0.068	0.030	0.012	0.005	0.002	3
4		0.010	0.066	0.178	0.249	0.215	0.140	0.077	0.038	0.017	0.007	4
5		0.002	0.022	0.083	0.172	0.220	0.197	0.139	0.083	0.044	0.021	5
6		0.001	0.007	0.034	0.094	0.164	0.200	0.182	0.135	0.086	0.049	6
7			0.002	0.013	0.044	0.099	0.156	0.184	0.171	0.132	0.089	7
8			0.001	0.005	0.019	0.052	0.102	0.149	0.171	0.161	0.128	8
9				0.002	0.007	0.024	0.058	0.103	0.143	0.161	0.152	9
10				0.001	0.003	0.011	0.029	0.062	0.103	0.137	0.153	10
11					0.001	0.004	0.014	0.034	0.065	0.102	0.132	11
12						0.002	0.006	0.017	0.038	0.068	0.101	12
13						0.001	0.003	0.008	0.020	0.041	0.069	13
14							0.001	0.004	0.010	0.023	0.044	14
15								0.002	0.005	0.012	0.025	15
16								0.001	0.002	0.006	0.014	16
17									0.001	0.003	0.007	17
18										0.001	0.004	18
19										0.001	0.002	19
⋮										⋮	⋮	⋮

附表Ⅱ－6 $x_l = 0.20, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.231, C_1 = 0.538, C_2 = 0.231$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.231	0.053	0.012	0.003	0.001						0
1		0.592	0.273	0.095	0.029	0.008	0.002	0.001				1
2		0.137	0.413	0.264	0.119	0.045	0.015	0.005	0.002			2
3		0.032	0.176	0.324	0.244	0.131	0.058	0.023	0.008	0.003	0.001	3
4		0.007	0.059	0.183	0.273	0.225	0.136	0.068	0.030	0.012	0.004	4
5		0.002	0.018	0.078	0.180	0.240	0.208	0.137	0.075	0.036	0.016	5
6			0.005	0.029	0.090	0.173	0.217	0.194	0.136	0.080	0.042	6
7			0.001	0.010	0.039	0.098	0.166	0.200	0.182	0.133	0.083	7
8				0.003	0.015	0.047	0.102	0.159	0.186	0.172	0.131	8
9				0.001	0.005	0.020	0.053	0.104	0.153	0.175	0.163	9
10					0.002	0.008	0.025	0.058	0.105	0.147	0.166	10
11					0.001	0.003	0.011	0.029	0.062	0.105	0.141	11
12						0.001	0.004	0.014	0.033	0.065	0.104	12
13							0.002	0.006	0.016	0.037	0.068	13
14							0.001	0.002	0.007	0.019	0.040	14
15								0.001	0.003	0.009	0.022	15
16									0.001	0.004	0.011	16
17									0.001	0.002	0.005	17
18										0.001	0.002	18
19											0.001	19

附表Ⅱ－7　　$x_l = 0.25, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.200, C_1 = 0.600, C_2 = 0.200$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.200	0.040	0.008	0.002							0
1		0.640	0.256	0.077	0.020	0.005	0.001					1
2		0.128	0.461	0.261	0.102	0.034	0.010	0.003	0.001			2
3		0.026	0.174	0.364	0.250	0.118	0.046	0.016	0.005	0.001		3
4		0.005	0.051	0.187	0.306	0.235	0.127	0.056	0.022	0.008	0.002	4
5		0.001	0.014	0.071	0.188	0.268	0.220	0.131	0.064	0.027	0.011	5
6			0.003	0.023	0.085	0.183	0.241	0.206	0.133	0.071	0.033	6
7			0.001	0.007	0.032	0.094	0.177	0.221	0.195	0.133	0.075	7
8				0.002	0.011	0.040	0.100	0.170	0.206	0.185	0.132	8
9					0.003	0.015	0.047	0.103	0.164	0.193	0.176	9
10					0.001	0.005	0.020	0.053	0.105	0.158	0.183	10
11						0.002	0.007	0.024	0.058	0.106	0.153	11
12						0.001	0.003	0.010	0.028	0.061	0.107	12
13							0.001	0.004	0.012	0.031	0.064	13
14								0.001	0.005	0.015	0.035	14
15									0.002	0.006	0.017	15
16									0.001	0.002	0.008	16
17										0.001	0.003	17
18											0.001	18
19												19

附表Ⅱ－8　　$x_l = 0.30, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.167, C_1 = 0.667, C_2 = 0.167$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.167	0.028	0.005	0.001							0
1		0.694	0.231	0.058	0.013	0.003	0.001					1
2		0.116	0.521	0.251	0.083	0.023	0.006	0.001				2
3		0.019	0.167	0.417	0.250	0.101	0.033	0.009	0.002	0.001		3
4		0.003	0.041	0.188	0.351	0.242	0.113	0.042	0.014	0.004	0.001	4
5		0.001	0.009	0.060	0.194	0.307	0.231	0.121	0.051	0.018	0.006	5
6			0.002	0.016	0.075	0.193	0.275	0.220	0.126	0.058	0.023	6
7				0.004	0.024	0.086	0.189	0.252	0.210	0.128	0.064	7
8				0.001	0.007	0.032	0.094	0.184	0.233	0.200	0.130	8
9					0.002	0.010	0.039	0.100	0.178	0.218	0.191	9
10						0.003	0.014	0.045	0.104	0.172	0.206	10
11						0.001	0.004	0.017	0.050	0.106	0.167	11
12							0.001	0.006	0.021	0.054	0.108	12
13								0.002	0.008	0.024	0.058	13
14								0.001	0.003	0.010	0.028	14
15									0.001	0.004	0.012	15
16										0.001	0.005	16
17											0.002	17
18											0.001	18
19												19

附表Ⅱ-9 $x_l=0.35,\Delta t=K_l$,则 $C_0=0.130,C_1=0.739,C_2=0.130$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.130	0.017	0.002								0
1		0.756	0.197	0.039	0.007	0.001						1
2		0.099	0.597	0.229	0.059	0.013	0.003					2
3		0.013	0.153	0.491	0.241	0.077	0.020	0.004	0.001			3
4		0.002	0.030	0.181	0.418	0.243	0.091	0.027	0.007	0.002		4
5			0.005	0.046	0.194	0.366	0.239	0.102	0.034	0.010	0.003	5
6			0.001	0.010	0.061	0.199	0.328	0.233	0.110	0.041	0.013	6
7				0.002	0.016	0.073	0.199	0.299	0.225	0.116	0.047	7
8					0.003	0.021	0.083	0.197	0.276	0.218	0.120	8
9					0.001	0.005	0.027	0.090	0.193	0.257	0.210	9
10						0.001	0.008	0.033	0.096	0.189	0.242	10
11							0.002	0.010	0.038	0.101	0.185	11
12								0.003	0.013	0.043	0.104	12
13								0.001	0.004	0.016	0.048	13
14									0.001	0.005	0.018	14
15										0.001	0.006	15
16											0.002	16
17											0.001	17

附表Ⅱ-10 $x_l=0.40,\Delta t=K_l$,则 $C_0=0.091,C_1=0.818,C_2=0.091$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.091	0.008	0.001								0
1		0.826	0.150	0.020	0.002							1
2		0.075	0.697	0.188	0.034	0.005	0.001					2
3		0.007	0.125	0.599	0.211	0.048	0.009	0.001				3
4		0.001	0.017	0.159	0.523	0.225	0.060	0.013	0.002			4
5			0.002	0.029	0.180	0.465	0.232	0.071	0.017	0.003	0.001	5
6				0.004	0.040	0.193	0.419	0.234	0.081	0.022	0.005	6
7				0.001	0.007	0.051	0.201	0.382	0.234	0.090	0.026	7
8					0.001	0.011	0.061	0.205	0.353	0.231	0.097	8
9						0.002	0.014	0.070	0.206	0.328	0.228	9
10							0.003	0.018	0.077	0.205	0.308	10
11							0.001	0.004	0.022	0.084	0.204	11
12								0.001	0.005	0.027	0.090	12
13									0.001	0.007	0.030	13
14										0.002	0.009	14
15											0.002	15

附表Ⅱ－11　　$x_l = 0.45, \Delta t = K_l$，则 $C_0 = 0.048, C_1 = 0.905, C_2 = 0.048$

m \ n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	n \ m
0	1	0.048	0.002									0
1		0.907	0.086	0.006								1
2		0.043	0.827	0.118	0.011	0.001						2
3		0.002	0.079	0.757	0.143	0.017	0.002					3
4			0.006	0.107	0.697	0.164	0.023	0.003				4
5				0.010	0.131	0.645	0.180	0.030	0.004			5
6				0.001	0.016	0.150	0.599	0.193	0.036	0.005	0.001	6
7					0.001	0.021	0.165	0.559	0.203	0.043	0.007	7
8						0.002	0.027	0.177	0.524	0.210	0.049	8
9							0.003	0.033	0.187	0.493	0.216	9
10								0.005	0.039	0.194	0.466	10
11								0.001	0.006	0.045	0.200	11
12									0.001	0.008	0.051	12
13										0.001	0.009	13
14											0.001	14

注：本表系原华东水利学院水文系提供的电算成果。